



Universidad
Carlos III de Madrid

Grado en Ingeniería Tecnologías Industriales

TRABAJO FIN DE GRADO

Diseño y análisis mecánico de la estructura metálica de dos módulos habitacionales

Autor: Álvaro Nieto Zarzuela

Tutor: Higinio Rubio Alonso

Leganés, Junio de 2015

Título: Diseño y análisis mecánico de la estructura metálica de dos módulos habitacionales

Autor: Álvaro Nieto Zarzuela

Tutor: Higinio Rubio Alonso

EL TRIBUNAL

Presidente:

Vocal:

Secretario:

Realizado el acto de defensa y lectura del Proyecto Fin de Carrera el día ____ de ____ de 2015 en Leganés, en la Escuela Politécnica Superior de la Universidad Carlos III de Madrid, acuerda otorgarle la CALIFICACIÓN de

VOCAL

SECRETARIO

PRESIDENTE

AGRADECIMIENTOS

Ahora que termino el Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales echo la vista atrás y quiero agradecer a todos los profesores que me han inculcado conocimientos desde pequeño.

Quiero agradecer también a Higinio por su disponibilidad, por seguir la evolución de este Trabajo Fin de Grado y ser muy paciente.

A mis amigos por brindarme muy buenos momentos a lo largo de estupendos años de amistad.

A mis tíos, primos y abuelos que siempre me han apoyado y han estado ahí cuando lo he necesitado.

Especialmente a mi hermana pequeña y a mis padres porque si hoy en día soy algo, es gracias a ellos.

RESUMEN DEL PROYECTO

La construcción tradicional es cara, lenta y difícil de llevar a cabo. La construcción modular se presenta como una alternativa muy interesante a tener en cuenta. Sus distinguibles características hacen que los sistemas modulares abran un nuevo abanico de oportunidades a la industria actual. Se proponen dos diseños de la estructura metálica de dos módulos habitacionales para demostrar que la construcción modular es perfectamente viable y apta cumpliendo las exigencias establecidas en el Código Técnico de la Edificación.

En este Trabajo Fin de Grado se tratan los siguientes puntos:

- Diseño de dos módulos habitacionales metálicos.
- Análisis mediante programa de análisis estructural en el entorno del programa Robot Structural Analysis Professional 2015 de Autodesk.
- Comprobación del cumplimiento del Código Técnico de la Edificación.

ABSTRACT

Traditional building is expensive, slow and hard to carry out. Modular building presents itself as a truly very interesting alternative to bear in mind. Its distinguished qualities open a new range of possibilities to the current industry. Two designs of the metal structure of two inhabitable modules are proposed to show that modular construction is absolutely possible and suitable if fulfilling the established requirements in the Technical Building Code.

This document consists of the following points:

- Design of a module.
- Analysis via Structural Analysis with Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015.
- Verification of the fulfilment of the Technical Building Code.

ÍNDICE

Capítulo 1	19
Introducción	19
1. 1 Ámbito y motivación	19
1.2 Objetivos	20
1.3 Recursos empleados	20
1.4 Etapas del proyecto.....	21
1.5 Estructura del documento.....	21
Capítulo 2	23
La construcción modular	23
2.1 Definición y características.....	23
2.2 Antecedentes	23
2.3 Aplicaciones.....	25
2.4 Ventajas.....	26
2.5 Complementos teóricos	27
2.5.1 El acero	27
2.5.2 Propiedades	27
2.5.3 Tipos de acero	28
2.5.4 Fabricación	30
2.5.5 Estructuras metálicas	30
2.5.6 Estructuras de barras	31
2.5.7 Perfiles metálicos	32
2.5.8 Cerramientos.....	33
2.5.9 Uniones	34
• Rígidas	34
• Articuladas.....	35
2.6 Cimentación	35
2.7 Código técnico de la edificación.....	37
2.7.1 Ámbito de aplicación y consideraciones previas.	39
2.7.2 Ámbito de aplicación del extracto “Estructuras de acero en la edificación”	40
2.7.3 Ámbito de aplicación del extracto de “Acciones en la Edificación”	40
2.8 Software empleado	41

2.8.1 Robot Structural Analysis Professional 2015	41
2.8.2 Elección de Robot Structural Analysis Professional 2015	42
2.8.3 Forma de trabajar de Robot Structural Analysis Professional 2015	42
CAPÍTULO 3	46
Metodología	46
3.1 Consideraciones de diseño	46
3.2 Definición de la estructura	46
3.3 Aplicación del Código Técnico de la Edificación	48
3.4 Cargas sobre las estructura	49
3.5 Procedimiento de verificación de resultados	54
CAPÍTULO 4	59
Diseño y análisis de los módulos habitacionales	59
4.1 Módulo habitacional exterior	59
4.1.1 Predimensionamiento	59
4.2 Módulo habitacional interior	61
4.2.1 Predimensionamiento	61
4.3 Esqueleto	62
4.4 Cerramientos	62
4.5 Cargas	63
4.6 Condiciones de contorno	64
4.7 Resultados y verificación	64
4.7.1 Módulo habitacional exterior	65
4.7.2 Uniones	68
Unión pilar principal viga (10m)	70
Unión pilar-viga (2,5m)	70
Unión pilar auxiliar-viga (10m)	71
Unión viga inferior interior-viga (10m)	71
4.7.4 Cimentación	72
4.7.5 Peso	73
4.7.6 Análisis de vuelco	74
4.8 Módulo habitacional interior	74
4.8.1 Uniones	77
Unión viga interior inferior-viga (10m)	77
4.8.2 Cimentación	78

4.8.3 Peso	78
4.8.4 Análisis de vuelco	79
Capítulo 5	80
Cálculos	80
5.1 Cálculo de vigas	80
5.2 Cálculo de pilares	83
5.3 Cálculo de las uniones	85
5.4 Cálculo de la cimentación	87
CAPÍTULO 6	95
Conclusiones y trabajos futuros	95
6.1 Conclusiones	95
6.2 Trabajos futuros	96
CAPÍTULO 7	97
Bibliografía y referencias web	97
7.1 Bibliografía	97
7.2 Referencias web	98
ANEXOS	99
ANEXO 1	100
Verificación y cálculos de los elementos de acero de la estructura del módulo habitacional exterior	100
ANEXO 2	125
Verificación y cálculos de los elementos de acero de la estructura del módulo habitacional interior	125
ANEXO 3	149
Tensiones máximas obtenidas de los cálculos de los elementos estructurales de la estructura del módulo habitacional exterior	149
ANEXO 4	151
Tensiones máximas obtenidas de los cálculos de los elementos estructurales de la estructura del módulo habitacional interior	151
ANEXO 5	153
Deformaciones máximas obtenidas de los cálculos de los elementos estructurales de la estructura del módulo habitacional exterior	153
ANEXO 6	155
Deformaciones máximas obtenidas de los cálculos de los elementos estructurales de la estructura del módulo habitacional interior	155
ANEXO 7	157

Ejemplo de verificación y cálculo de una unión del módulo habitacional exterior	157
ANEXO 8	164
Ejemplo y verificación y cálculo de la cimentación del módulo habitacional exterior	164
ANEXO 9	184
Ficha técnica panel de los cerramientos laterales	184
ANEXO 10	186
Ficha técnica panel de la cubierta	186

INDICE DE FIGURAS

Ilustración 1: ejemplo módulos habitacionales FUENTE: www.rebullserveis.com	19
Ilustración 2: Ejemplo mampostería Fuente: www.tiendaambientsmenorca.com	24
Ilustración 3: Centro de salud Guinea Ecuatorial Fuente: www.modultec.com	26
Ilustración 4: Esquema aleaciones férreas Fuente: Asignatura “Tecnología de materiales”	29
Ilustración 5: Fabricación perfiles estructurales Fuente: asignatura “Tecnología de materiales”	30
Ilustración 6: Ejemplo de celosía Fuente: asignatura “Tipología estructural.....	32
Ilustración 7: Ejemplo perfiles estructurales Fuente: www.unionesacero.wordpress.com	33
Ilustración 8: ejemplo de cerramiento Fuente: www.archiproducts.com	33
Ilustración 9: ejemplo unión articulada con tornillos Fuente: asignatura “Tipología estructural”	35
Ilustración 10: ejemplo unión articulada con soldadura Fuente: Libro “Construcción de Estructuras Metálicas”	35
Ilustración 11: Ejemplo de zapata Fuente: Asignatura “Tipología estructural”	36
Ilustración 12: Ejemplo pilotes con encepado Fuente: asignatura “Tipología estructural”	37
Ilustración 13: Eje de coordenadas Robot Structural Analysis Professional 2015	42
Ilustración 14: Configuración de normativas	43
Ilustración 15: Configuración de las combinaciones de carga	44
Ilustración 16: Configuración ELU Y ELS	44
Ilustración 17: Configuración de cargas	45
Ilustración 18: Dimensiones módulo habitacional exterior	47
Ilustración 19: Dimensiones módulo habitacional interior	47
Ilustración 20: Altura y anchuras máximas para el transporte Fuente: Ministerio de Fomento	48
Ilustración 21: Mapa sísmico de la norma sismoresistente Fuente: proteccioncivil.org 53	
Ilustración 22: Glosario de la fórmula de las combinaciones de carga Fuente: Código Técnico de la Edificación.....	56
Ilustración 23: Módulos habitacionales exterior e interior unidos	59
Ilustración 24: Secciones del módulo habitacional exterior	60
Ilustración 25: Nombre de los perfiles del módulo habitacional exterior	60
Ilustración 26: Secciones del módulo habitacional interior	61
Ilustración 27: Nombre de los perfiles del módulo habitacional interior	61
Ilustración 28: Condiciones de contorno.....	64
Ilustración 29: Desplazamientos en módulo habitacional exterior	67
Ilustración 30: Diseño final módulo habitacional exterior	68
Ilustración 31: Configuración uniones 1	69
Ilustración 32: Configuración uniones 2	69

Ilustración 33: Diseño unión pilar-viga(10m)	70
Ilustración 34: Diseño unión pilar-viga (2,5m)	70
Ilustración 35: Diseño unión pilar auxiliar-viga (10m).....	71
Ilustración 36: Diseño unión viga inferior interior- viga (10m)	72
Ilustración 37: Configuración cimentación.....	72
Ilustración 38: Diseño cimentación módulo habitacional exterior	73
Ilustración 39: Peso máximo de vehículo de dos ejes Fuente: Ministerio de Fomento	74
Ilustración 40: Desplazamientos módulo habitacional interior	76
Ilustración 41: Diseño final módulo habitacional interior.....	77
Ilustración 42: Diseño unión viga interior inferior–viga (10m)	77
Ilustración 43: Diseño cimentación módulo habitacional interior.....	78

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Propiedades del acero	27
Tabla 2:: Valores característicos de las sobrecargas de uso	51
Tabla 3 Valores del coeficiente de exposición c_e	52
Tabla 4: Valores del coeficiente eólico.	52
Tabla 5: Resumen valores de la carga de viento	52
Tabla 6: Resumen cargas actuantes	54
Tabla 7: Coeficientes parciales de seguridad de las acciones	57
Tabla 8: Coeficientes de simultaneidad.....	57
Tabla 9: Límite máximo flechas	58
Tabla 10: Tensiones de límite elástico.....	58
Tabla 11: Peso del panel de cerramiento lateral.....	63
Tabla 12: Peso del panel de la cubierta.....	63
Tabla 13: Límites de tensión y flechas.....	65
Tabla 14: Tensiones máximas módulo habitacional exterior.....	66
Tabla 15: Flechas máximas módulo habitacional exterior	66
Tabla 16: Coeficientes de seguridad del módulo habitacional exterior.....	67
Tabla 17: Peso módulo habitacional exterior.....	73
Tabla 18: Tensiones máximas módulo habitacional interior	75
Tabla 19: Flechas máximas módulo habitacional interior.....	76
Tabla 20: Coeficientes de seguridad del módulo habitacional interior	76
Tabla 21: Peso módulo habitacional interior	78

Capítulo 1

Introducción

1.1 ÁMBITO Y MOTIVACIÓN

El mundo está en constante progreso y ahora busca avanzar de forma sostenible. Es muy probable que el futuro se oriente a la investigación de técnicas de construcción industrial que a la vez sean sostenibles. En realidad, la investigación llevada hasta ahora ya está dando interesantes frutos como lo es la construcción modular.

Este método de construcción ya tiene éxito en países como Estados Unidos o Japón, dos grandes potencias mundiales líderes en ingeniería en las que son frecuentes los desastres naturales. Las casas se derrumban o sufren severos daños. Por eso, puede ser interesante ahorrarse un proceso largo de construcción tradicional y considerar la eficiencia y la asequibilidad de la construcción modular como alternativa.



Ilustración 1: ejemplo módulos habitacionales FUENTE: www.rebullserveis.com

No solo se ha de considerar esta filosofía de construcción para reconstruir lugares que hayan sido devastados por alguna razón sino que gracias a la estandarización de los elementos que conforman los sistemas modulares, con un coste reducido se adaptan con facilidad a las peticiones del cliente y se pueden levantar desde casas hasta hospitales, colegios, stands de ferias, vestuarios, oficinas, salas de prensa, etc...

La ingeniería juega un papel muy importante para que la construcción modular sea posible y para mejorarla. Se encarga de estudiar diseños eficientes que cumplan con los requisitos de calidad, materiales que sean ligeros pero a la vez aislantes y resistentes, etc...

1.2 OBJETIVOS

El objetivo principal de este proyecto es el análisis y diseño de dos módulos habitacionales de estructura metálica que cumplan todos los requisitos de la norma vigente correspondiente.

Para alcanzar el objetivo principal es necesario realizar los siguientes pasos:

- Analizar los requisitos funcionales y las cargas actuantes de la estructura, atendiendo al tipo de módulo habitacional.
- Propuesta de dos modulo habitacionales de estructura metálica: uno interior y otro exterior.
- Selección de los perfiles metálicos.
- Implementación de los modelo en Robot Structural Analysis Professional 2015.
- Simulación estructural utilizando el programa Robot Structural Analysis Professional 2015.
- Análisis de los resultados obtenidos y comprobación de que el modelo propuesto cumple la norma.

1.3 RECURSOS EMPLEADOS

Han sido varios los recursos empleados en este Trabajo Fin de Grado.

Respecto al software:

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015
- Microsoft Word 2010

Hardware:

- Procesador Intel Core i7-2600 3.4GHz
- Memoria Ram 12 GB

1.4 ETAPAS DEL PROYECTO

Etapa de anteproyecto:

- Planteamiento del desarrollo del proyecto.
- Búsqueda de fuentes de información fiables.
- Selección de la información y análisis de las normas de regularización.

Etapa de desarrollo del proyecto:

- Realización de la parte técnica (modelado, análisis y estudio de los resultados)
- Elaboración de la memoria.

1.5 ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

CAPÍTULO 1: Se presenta el proyecto de forma general introduciendo la temática del mismo así como la motivación que ha llevado a realizar este proyecto, los objetivos que se pretenden alcanzar en él y la estructuración del mismo.

CAPÍTULO 2: Se describe el tema más detalladamente. Trata sobre los antecedentes, las posibles aplicaciones, los complementos teóricos, normativas y herramientas empleadas.

CAPÍTULO 3: Se desarrolla la metodología del Trabajo Fin de Grado y la configuración del software utilizado.

CAPÍTULO 4: Se trata el objetivo principal del proyecto. Se analiza la estructura, se verifica, se analizan los resultados y se llega al diseño definitivo.

CAPÍTULO 5: Se profundiza en la explicación de los cálculos llevados a cabo por el programa.

CAPÍTULO 6: Se presentan los trabajos futuros y las conclusiones finales.

CAPÍTULO 7: Se incluye la bibliografía, referencias web y anexos.

Los anexos incluyen las deformaciones y tensiones máximas, la verificación de los perfiles seleccionados, la verificación de las uniones y la cimentación y las fichas técnicas del cerramiento lateral y el de cubierta.

Capítulo 2

La construcción modular

2.1 DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS

Un módulo se define como una pieza o conjunto unitario de piezas que se repiten en una construcción, para hacerla más fácil, regular y económica. Es además un elemento prefabricado. Esto quiere decir que se fabrica íntegramente en taller para posteriormente, ser enviado al lugar de emplazamiento. Una vez allí, se acoplan y se fijan.

El uso de sistemas modulares está ampliamente extendido, su diseño cada vez es más eficiente, su habitabilidad y aislamiento cada vez es mejor y su fabricación y montaje más fácil.

La construcción modular presenta singulares características que se adaptan muy bien a los tiempos que corren. Su ligereza, su sencillez en el montaje, su fácil estandarización, su modularidad, su facilidad de transporte, su reducido coste o su rápida ejecución son algunas de las propiedades de este tipo de sistemas.

2.2 ANTECEDENTES

La más probable causa del origen de la construcción fue la necesidad primitiva de refugio. Ya sea para protegerse de situaciones climáticas adversas, animales u otros humanos. Desde entonces, la construcción no ha hecho más que evolucionar.

Las primeras construcciones fueron cabañas simples de madera. Al quererle dotar a la estructura de solidez y rigidez, se empieza a trabajar con piedra o con elementos que simulasen lo máximo posible la resistencia de este material. Es un ejemplo, la mampostería.



Ilustración 2: Ejemplo mampostería Fuente: www.tiendaambientsmenorca.com

En lugares donde escaseaba la piedra, se utilizó el adobe, el cual está compuesto por arcilla, agua y habitualmente también de paja, surgió como un intento del hombre de fabricar piedra.

El hierro ha sido otro de los materiales utilizados en la construcción. Data del año 800 A.C y principalmente se encuentran las fundiciones, el hierro dulce y el hierro forjado. Un ejemplo estructural formado por hierro forjado y fundición es la cubierta de la estación de Euston, Londres.

El acero, el cual es el gran protagonista en este Trabajo Fin de Grado, data de la Edad Media aunque no es hasta el siglo XX cuando se empieza a utilizar el acero estructural como elemento de construcción.

Lamentablemente, hoy en día la construcción es un sector que está estancado en España. Está totalmente paralizado. Se ha construido muchísimo en la época de bonanza económica y en la actualidad hay un stock de viviendas vacías que hacen un total de 3,4 millones de viviendas. Además, no hay datos esperanzadores de que la situación vaya a cambiar a corto plazo. Con una deuda pública de aproximadamente 1 billón de euros en 2014, que equivale al 97,5% del Producto Interior Bruto, los empleos son cada vez de menor calidad y los sueldos son cada vez peores. Por estos motivos, se deben buscar soluciones que se adapten a esta etapa de recesión económica.

La construcción tradicional es cara, lenta, y difícil de llevar a cabo. Este tipo de construcción no es capaz de responder ante la necesidad de espacio en un tiempo mínimo. A raíz de esto, surgen nuevas alternativas como en la que se centra este trabajo, la construcción modular.

2.3 APLICACIONES

Esta filosofía de construcción origina un gran campo de aplicaciones, entre las que se pueden distinguir:

- La aplicación más conocida es la caseta prefabricada de obra. Este tipo de casetas son de carácter temporal pues únicamente se ubican en las obras que están en proceso de construcción y una vez acabadas, se aprovechan también como oficinas de venta de los pisos de la obra. Los módulos son perfectos para estas ocasiones pues su bajo precio y fácil transporte los hacen ideales.
- En lugares donde han sucedido desastres naturales o en cualquier situación de emergencia en general, se montan hospitales de campaña y campamentos que muchas veces se quedan pequeños pues la cantidad de gente afectada puede ser muy grande. Se necesita espacio en un tiempo mínimo. Es indispensable actuar con rapidez para minimizar el alcance de las consecuencias que hayan podido originarse y por eso, para cada caso puede resultar interesante estudiar el transporte de módulos ligeros y fácil montaje que puedan actuar como hospitales provisionales, campamentos militares, refugios, etc...
- Para eventos deportivos, culturales o sociales como puedan ser maratones o carreras ciclistas se pueden construir puestos de control, salas de prensa, vestuarios, puestos de atención médica, etc...

Modultec y Algeco son dos empresas conocidas y especializadas en el sector. Ambas han desarrollado proyectos modulares reales en distintas partes del mundo:

- Centro de salud en Guinea Ecuatorial. Es un trabajo realizado por Modultec. Cuenta con una superficie de 1000m² y se tardó 3 meses.



Ilustración 3: Centro de salud Guinea Ecuatorial Fuente: www.modultec.com

- Módulos en las Olimpiadas de Barcelona en 1992. Es un trabajo destacable de Algeco en el que pusieron a punto 200 módulos para los medios de comunicación y otros 369 para que se ocupasen por la Guardia Civil. Se tardaron 20 días y se cubrió una superficie de 8535 m².

2.4 VENTAJAS

Son múltiples las ventajas que presenta esta técnica de construcción.

1. A la hora de construir no les afecta negativamente situaciones meteorológicas adversas pues se fabrican y se pueden montar en taller.
2. Estandarización de perfiles estructurales que reducen su coste.
3. Plazos de construcción cortos.
4. Amortización más temprana.
5. Variedad de modelos de los módulos.
6. Reciclaje de la mayor parte de los componentes.
7. Sostenibilidad.
8. Facilidad a la hora de hacer ampliaciones.
9. Posible deconstrucción para posterior reubicación.
10. Montaje sencillo.

2.5 COMPLEMENTOS TEÓRICOS

2.5.1 El acero

Aunque el acero existe desde la Edad Media, no ha sido hasta hace un siglo que se ha empezado a utilizar en estructuras. En la actualidad, es un elemento que o bien se utiliza aisladamente o bien, se emplea en armaduras para el hormigón y así soportar los esfuerzos a tracción que el hormigón no puede.

Podemos afirmar que es un material que ofrece la posibilidad de salvar grandes luces por su buena relación resistencia-volumen. Está ampliamente estandarizado e industrializado, pasa controles de calidad al fabricarse y es posible prefabricarlo en talleres.

No obstante no todo son ventajas, también tiene sus riesgos. Es débil frente al fuego. Temperaturas altas hacen que el acero se deforme gravemente llegando a provocar el colapso de la estructura. Hay que protegerlo contra incendios.

Se corroe con facilidad. Dependiendo del ambiente en el que se encuentre, habrá que protegerlo más o menos.

2.5.2 Propiedades

Las características mecánicas del acero quedan principalmente definidas por los parámetros expuestos a continuación que son a la vez los usados en los cálculos ingenieriles.

Tabla 1: Propiedades del acero

Propiedades mecánicas de los aceros

Módulo de elasticidad	210 N/mm ²
Módulo de rigidez	81000 N/mm ²
Coefficiente de poisson	0,3

Coeficiente de dilatación térmica	$1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
Densidad	7850 kg/m^3

Físicamente, las propiedades del acero estructural van a depender del tipo de estructura cristalina presente, de como de grande son los granos y de otras características metalúrgicas.

Del mismo modo, las características de la microestructura van a depender de los procesos de deformación térmica aplicados al acero en cuestión y de la composición química.

Todos los productos del acero están listados en normativas y especificaciones de calidad que aportan todos los datos del acero en cuestión (composición, propiedades mecánicas, soldabilidad, resistencia al desgarro laminar, aptitud al doblado y conformabilidad). Se exponen algunas normativas que recogen datos de aceros:

EN 10 025: para productos laminados en caliente de aceros no aleados para aplicaciones estructurales.

EN 10 113: para productos laminados en caliente de aceros soldables de grano fino.

2.5.3 Tipos de acero

Las aleaciones están formadas de un metal principal y mínimo otro elemento. Las aleaciones férricas son las constituidas por hierro y carbono. Cuando el contenido en carbono de la aleación es menor del 2%, se llama acero.

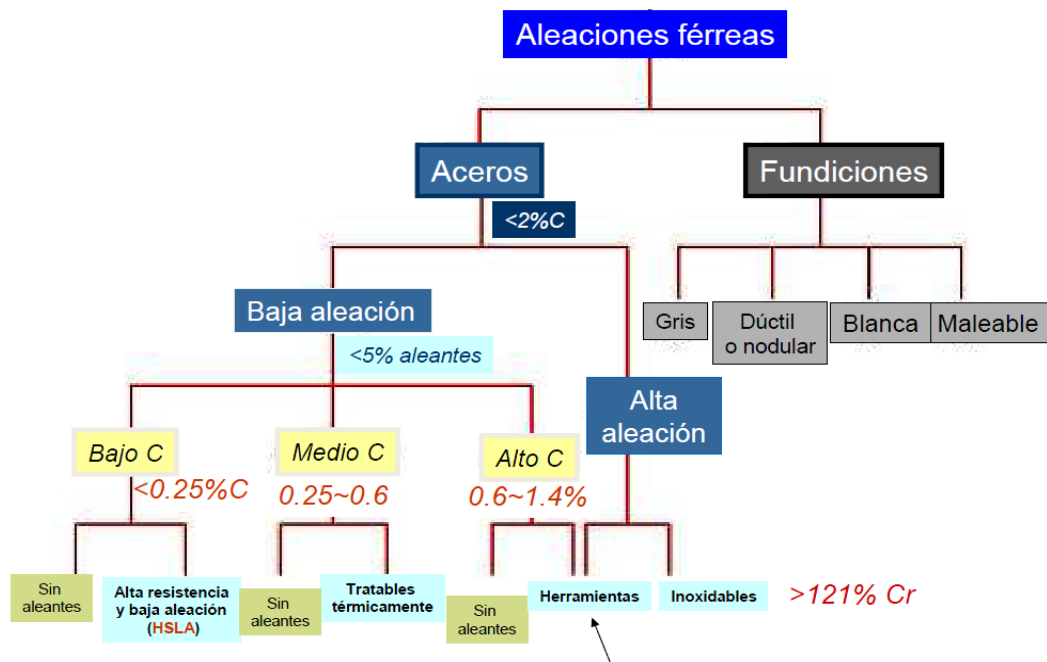


Ilustración 4: Esquema aleaciones férricas Fuente: Asignatura “Tecnología de materiales”

Los aceros se pueden clasificar según el tanto por ciento de aleantes en su composición. Con menos de un 5% de aleantes se consideran de baja aleación. Si superan el 5% de aleantes se tratan como aceros de alta aleación.

Dentro de la rama de los de baja aleación, según el contenido en carbono se distinguen varios tipos de acero con distintas propiedades.

- Los aceros de bajo contenido en carbono o dulces (0.1 - 0.25 % C) tienen una alta ductilidad, alta conformabilidad y una excelente soldabilidad. Con un límite elástico entre 200 y 400 MPa son relativamente poco resistentes. Normalmente endurecidos por deformación en frío tienen distintas aplicaciones como tuberías, paneles.
- Los aceros de medio contenido en carbono, tienen una buena combinación de resistencia y ductilidad con un límite elástico situado entre 300 y 600Mpa. Son endurecibles por tratamiento térmico y no soldables. Los engranajes, pernos o cigüeñales están fabricados de este material.
- Los aceros de alta aleación son los utilizados en la fabricación de herramientas. Se conocen también con el nombre de aceros para herramientas y tienen las propiedades de ser muy duros, poco tenaces, difíciles de mecanizar y mal comportamiento frente a la soldadura.

2.5.4 Fabricación

Se realiza un proceso de oxigenación básica y un procedimiento de afino de grano para conseguir un material de grado fino. Posteriormente se eliminan las impurezas y se añaden los elementos de aleación. El contenido en carbono está entre 0,03% y 2%. La solidificación del acero líquido se produce mediante colada continua en semiproductos o mediante colada de lingotes.

El proceso industrial más comúnmente aplicado en los aceros destinados a estructuras es el de laminación en caliente. Dos rodillos comprimen el acero para así obtener los perfiles estructurales deseados. Se deben controlar los rodillos porque tienden a combarse y no deforman uniformemente. Con un buen control de la temperatura durante el proceso, se obtendrán mejores propiedades en el acero.

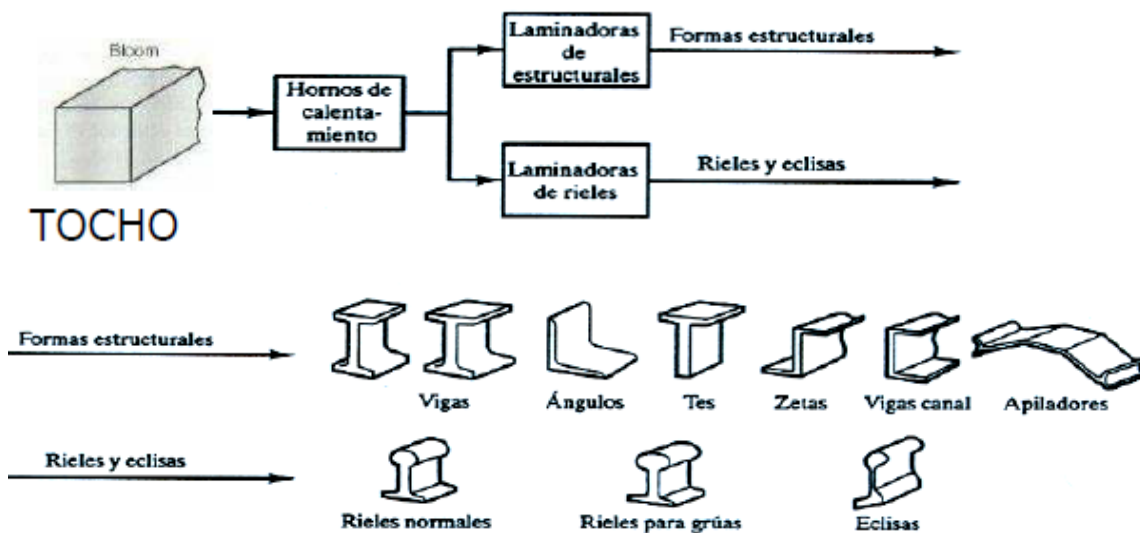


Ilustración 5: Fabricación perfiles estructurales Fuente: asignatura "Tecnología de materiales"

2.5.5 Estructuras metálicas

Tras presentar el acero, se exponen a continuación las ventajas y desventajas de las estructuras con elementos de este material.

Son bastantes las ventajas que ofrecen este tipo de estructuras:

- "Avisan" de que se van a caer por las deformaciones originadas en el material.

- Es un material homogéneo que resiste por igual en todas las sollicitaciones.
- La posibilidad de fallos humanos es mucho más reducida.
- En general, las estructuras metálicas no pesan mucho y la resistencia es elevada.
- Conservan indefinidamente sus excelentes propiedades cuando se protegen adecuadamente.
- Sufren tan solo fenómenos reológicos con la temperatura.
- Admiten reformas o cambios por si las necesidades o los usos varían. Se adaptan muy bien a las circunstancias.
- Son de rápida construcción por ser elementos prefabricados. La resistencia es completa desde el primer momento de colocación en obra.
- Se conserva su valor residual tras la demolición. Es un material recuperable.

Desafortunadamente, también hay inconvenientes que mencionar:

- Las uniones mediante soldadura no son muy fiables, sobretodo en elementos trabajando a tracción.
- En principio, cuestan más que las estructuras de por ejemplo hormigón armado.
- Es vital proteger a este tipo de estructuras del fuego y de la corrosión.
- Son comunes los problemas de esbeltez por la gran resistencia del acero.
- Pueden ser necesarios elementos adicionales tale como diagonales, rigidizadores, etc... para conseguir una mayor rigidez.

2.5.6 Estructuras de barras

Las celosías son estructuras de barras compuestas de barras unidas en nodos bien de forma articulada o rígidamente formando triángulos planos.

Mediante este tipo de estructuras se dotan principalmente de rigidez a flexión a estructuras como puentes o pasarelas. Soportan cargas que actúan sobre su plano y son empleadas especialmente para cubrir grandes luces.



Ilustración 6: Ejemplo de celosía Fuente: asignatura “Tipología estructural

Mecánicamente las barras de las celosías trabajan principalmente a compresión y tracción presentando flexiones pequeñas. Las barras que se encuentran sometidas a compresión es habitual que sufran problemas de pandeo, se busca evitar este problema haciendo uso de secciones asimétricas o utilizando barras lo más cortas posibles.

2.5.7 Perfiles metálicos

Se presentan a continuación los perfiles más conocidos y comunes, y sus mejores formas de trabajar frente a los esfuerzos.

- Perfil IPN. Trabaja muy bien a flexión sin embargo, no tan bien a compresión.
- Perfil IPE. Soportan también sin problemas a flexión y pequeñas compresiones.
- Perfil HE. Resisten fácilmente a ambos esfuerzos.
- PERFIL UPN. Unido a uno semejante, soporta bien la compresión. Cuando se utiliza de forma individual, aguanta a tracción y pequeñas compresiones.
- Perfil L. Resiste tracciones y pequeñas compresiones.
- Perfil LD. Igual que el anterior.
- Perfil T. Soporta tracciones, aguanta flexiones no muy grandes y pequeñas compresiones.

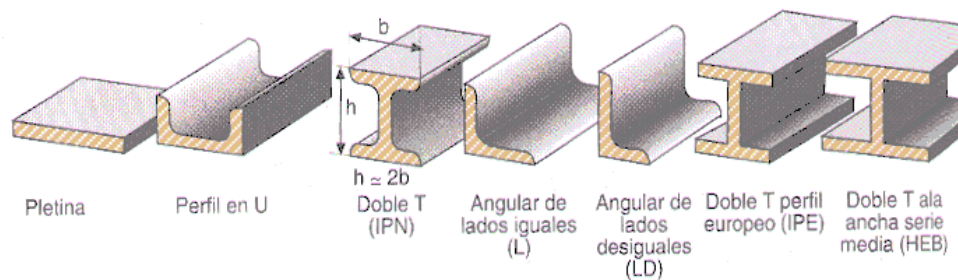


Ilustración 7: Ejemplo perfiles estructurales Fuente: www.unionesacero.wordpress.com

2.5.8 Cerramientos

Son varios los tipos de cerramiento que existen y se emplean en las construcciones. Los hay de hormigón, ladrillo o metálicos como los paneles sándwich. El uso de cada tipo de cerramiento puede depender del tipo de la edificación, del uso que se le vaya a dar o de las exigencias del promotor.

Además de diferenciarse en los materiales empleados, también varía el coste, la función estructural o el tiempo de montaje.



Ilustración 8: ejemplo de cerramiento Fuente: www.archiproducts.com

2.5.9 Uniones

En una estructura metálica las uniones tienen una importancia vital. En ellas se acumulan tensiones y son una de las principales causas de fallo de las estructuras.

- **Rígidas**

Estas uniones mantienen los ángulos de los componentes que unen. En la mayoría de los casos transmiten flexiones por lo que penalizan al elemento al que se unen, generalmente pilares.

- Uniones rígidas soldadas

La norma EAE recoge los procedimientos indicados para este tipo de uniones. También normaliza las características mecánicas tales como el límite elástico o la tensión de rotura del material de aportación. Se requiere un mínimo de 3mm de espesor en los elementos a unir.

La soldadura automática con arco sumergido, o la soldadura manual con electrodo recubierto son dos de los métodos de soldadura autorizados.

Ha de prestarse especial atención a los posibles defectos que pueden aparecer en este tipo de uniones tales como falta de penetración, defecto de la forma, posible aparición de fisuras al enfriarse o inclusiones sólidas como escorias y óxidos.

- Uniones rígidas roblonadas

En la actualidad casi no se utilizan. Se tratan de un remache que mantiene unidos los elementos a unir. La ventaja es que no presenta los defectos de las soldaduras.

- Uniones rígidas atornilladas

A diferencia de las uniones soldadas, las atornilladas están pensadas para casos en los que las uniones se han de poder desmontar con facilidad. En comparación con las roblonadas, los tornillos sí que pueden absorber esfuerzos de tracción y cortadura.

Son preferibles por su bajo coste y facilidad en la implantación.

- **Articuladas**

Impiden el movimiento de la viga en dirección vertical permitiendo no obstante el giro en la dirección de la viga. De este modo se consigue que el momento flector que pueda llegarle a la unión sea despreciable.

Hay varias formas de lograrlo. Se puede conseguir mediante soldadura directa del alma de la viga con un apoyo angular soldado solo al pilar o también con tornillos.

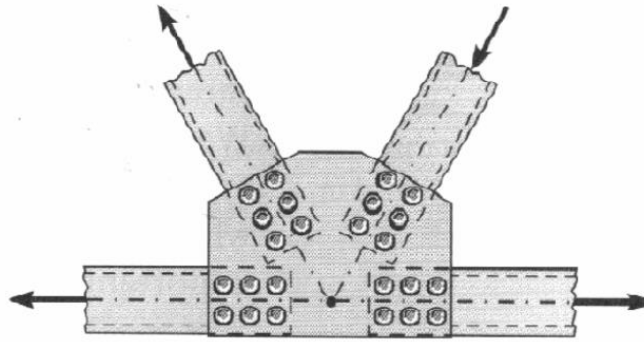


Ilustración 9: ejemplo unión articulada con tornillos Fuente: asignatura "Tipología estructural"

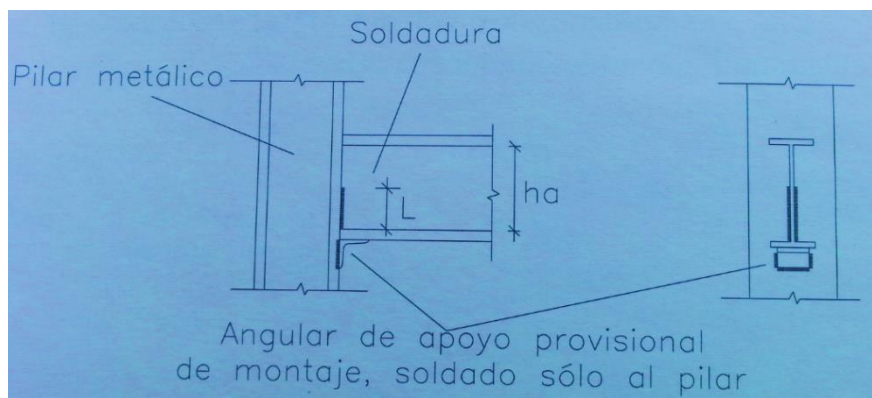


Ilustración 10: ejemplo unión articulada con soldadura Fuente: Libro "Construcción de Estructuras Metálicas"

2.6 CIMENTACIÓN

La cimentación es necesaria para que la deformación del suelo no sea la misma que la de la estructura y que no favorezca la inestabilidad y el consecuente colapso. La función de la cimentación es transmitir las cargas al suelo.

Existen las cimentaciones superficiales y las profundas.

- Cimentación superficial:

Se sitúan en las bases de los pilares

- Zapatas. De forma prismática y de hormigón, anclan la estructura y transmiten las presiones al terreno. Existen aisladas, con vigas de atado o corridas.
- Losa. Son generalmente de hormigón armado con espesor constante. Se construye sobre el terreno y transmite las cargas de la construcción al suelo mediante toda la superficie de apoyo. Es recomendable para terrenos poco homogéneos.

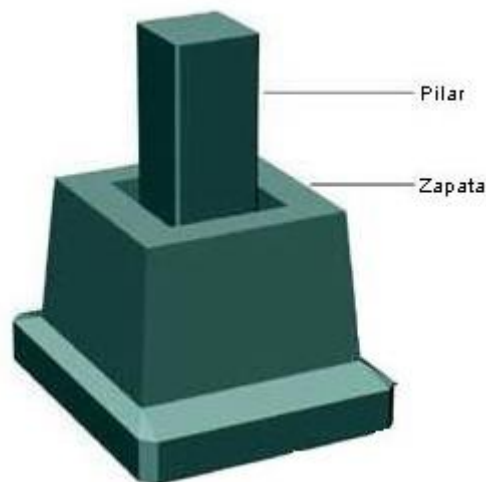


Ilustración 11: Ejemplo de zapata Fuente: Asignatura “Tipología estructural”

- Cimentación profunda:

Transmiten las cargas a los estratos del suelo con más resistencia. Se suele recurrir a ellas cuando el suelo es de baja calidad las cargas son tan grandes que sobrepasan la capacidad portante del suelo.

- Pilotes. Es el elemento de cimentación que transmite las cargas a las capas resistentes del suelo. Trabaja por punta y por rozamiento. Se pueden fabricar “in situ” realizando un vaciado cilíndrico previo en el suelo y luego echar el hormigón o llevarlos prefabricados y posteriormente hincarlos a golpes.
- Encepado. Normalmente hechos de hormigón, transmiten los esfuerzos desde los pilares a los pilotes o grupo de pilotes.
- Pila-pilote. Pilotes de gran capacidad portante.

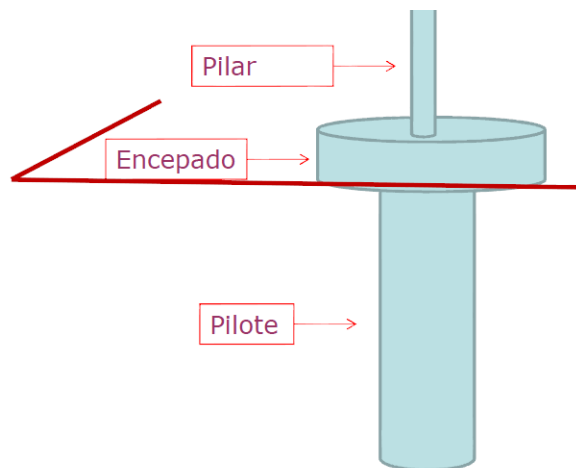


Ilustración 12: Ejemplo pilotes con encepado Fuente: asignatura “Tipología estructural”

2.7 CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN

Es un documento que tiene por misión exponer una serie de reglas y procedimientos que se han de tener en cuenta a la hora de levantar alguna edificación. Mediante su cumplimiento y la correcta aplicación quedan garantizados los requisitos y exigencias básicas para que se pueda firmemente afirmar que hay seguridad estructural.

El Código Técnico de la Edificación actual se aprobó en 2006 por real decreto y está vigente desde entonces. Está compuesto a su vez por un conjunto normativas. A cada una de ellas se le nombra “Documento Básico” y definen los requisitos para la seguridad estructural, seguridad en caso de incendio, seguridad de utilización y accesibilidad, salubridad, protección frente al ruido y ahorro de energía.

En la normativa para la seguridad estructural quedan definidas las exigencias básicas a cumplir de seguridad estructural.

Está compuesto por:

- DB SE: Bases de cálculo.
- DEB SE-AE: Acciones de la edificación.
- DB SE –C: Cimientos.
- DB SE-A: Acero.

- DB SE-F: Fábrica.
- D BSE-M: Madera.

El Documento Básico de la seguridad en caso de incendio tiene por objetivo garantizar la seguridad básica en caso de incendio mediante el cumplimiento de una serie de reglas y procedimientos.

Está compuesto por documentos básicos y documentos de apoyo (DA):

- DB SI :Seguridad en caso de incendio
- DB SI con modificaciones del RD 173/2010 señaladas
- DB SI con comentarios del Ministerio de Fomento (versión diciembre 2014)
- DA DB-SI / 1 - Justificación de la puesta en obra de productos de construcción en cuanto a sus características de comportamiento ante el fuego (versión junio 2014)
- DA DB-SI / 2 - Normas de ensayo y clasificación de las puertas resistentes al fuego y sus herrajes y mecanismos de apertura (versión marzo 2014)
- DA DB-SI / 3 - Mantenimiento de puertas peatonales con funciones de protección contra incendios reguladas por el DB SI

Se establecen también las reglas para la seguridad en la utilización y accesibilidad en otro documento básico.

- DB-SUA: Seguridad de utilización y accesibilidad
- DB SUA con modificaciones del RD 173/2010 señaladas
- DB SUA con comentarios del Ministerio de Fomento (versión diciembre 2014)
- DA DB-SUA / 1 - Clasificación de los vidrios según sus prestaciones frente a impacto y su forma de rotura según la norma UNE-EN 12600:2003
- DA DB-SUA / 2 - Criterios para la utilización de elementos y dispositivos mecánicos (versión marzo 2014)
- DA DB-SUA / 3 - Resbaladadidad de suelos

En el documento básico HS se definen los requisitos para garantizar salubridad.

- DB HS: Salubridad.

- DB HS con comentarios del Ministerio de Fomento.

También se tiene en cuenta la protección contra el ruido.

- DB HR: Protección frente al Ruido
- DB HR con comentarios del Ministerio de Fomento
- Guía de aplicación del DB HR

Se ha de regular del mismo modo el ahorro de energía.

- DB HE: Ahorro de energía
- DB HE Ahorro de energía (2013) con corrección de errores del BOE 08/11/2013
- DB HE con comentarios del Ministerio de Fomento
- DA DB-HE / 1 Cálculo de parámetros característicos de la envolvente.
- DA DB-HE: 2 Comprobación de limitación de condensaciones superficiales e intersticiales en los cerramientos.
- DA DB-HE / 3 Puentes térmicos.

En este Trabajo Fin de Grado que trata sobre el comportamiento mecánico de la estructura metálica de un módulo, se van a considerar para los cálculos de la resistencia las recomendaciones recogidas en el Código Técnico de la Edificación, en especial las que tratan sobre las “Acciones en la Edificación” y “Estructuras de acero en la edificación”.

Es muy importante conocer el ámbito de aplicación de la normativa para estar seguros de que en caso de fallo estemos cubiertos por ley. Por supuesto, se han de aplicar correctamente todas las directrices que marca el Código Técnico de la Edificación.

2.7.1 Ámbito de aplicación y consideraciones previas.

Ámbito de aplicación del Documento Básico de seguridad estructural (DB SE).

Este DB establece los principios y los requisitos relativos a la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio, así como la aptitud al servicio, incluyendo su durabilidad.

Describe las bases y los principios para el cálculo de las mismas. La ejecución, la utilización, la inspección y el mantenimiento se tratan en la medida en la que afectan a la elaboración del proyecto. [1]

Los preceptos del DB-SE son aplicables a todos los tipos de edificios, incluso a los de carácter provisional. [1]

Se denomina capacidad portante a la aptitud de un edificio para asegurar, con la fiabilidad requerida, la estabilidad del conjunto y la resistencia necesaria, durante un tiempo determinado, denominado periodo de servicio. La aptitud de asegurar el funcionamiento de la obra, el confort de los usuarios y de mantener el aspecto visual, se denomina aptitud al servicio. [1]

A falta de indicaciones específicas, como periodo de servicio se adoptarán 50 años.[1]

2.7.2 Ámbito de aplicación del extracto “Estructuras de acero en la edificación”.

Este DB se destina a verificar la seguridad estructural de los elementos metálicos realizados con acero en edificación. No se contemplan, por tanto, aspectos propios de otros campos de la construcción (puentes, silos, chimeneas, antenas, tanques, etc.). Tampoco se tratan aspectos relativos a elementos que, por su carácter específico, requieren consideraciones especiales. [3]

Este DB se refiere únicamente a la seguridad en condiciones adecuadas de utilización, incluidas los aspectos relativos a la durabilidad, de acuerdo con el DB-SE. La satisfacción de otros requisitos (aislamiento térmico, acústico, resistencia al fuego) quedan fuera de su alcance. Los aspectos relativos a la fabricación, montaje, control de calidad, conservación y mantenimiento se tratan, exclusivamente, en la medida necesaria para indicar las exigencias que se deben cumplir en concordancia con las hipótesis establecidas en el proyecto de edificación. [3]

2.7.3 Ámbito de aplicación del extracto de “Acciones en la Edificación”.

El campo de aplicación de este Documento Básico es el de la determinación de las acciones sobre los edificios, para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio, establecidos en el DB-SE.

Están fuera del alcance de este Documento Básico las acciones y las fuerzas que actúan sobre elementos tales como aparatos elevadores o puentes grúa, o construcciones como los silos o los tanques. [2]

En general, las fuerzas de rozamiento no se definen en este Documento Básico, ya que se consideran como efectos de las acciones. Salvo que se indique lo contrario, todos los valores tienen el sentido de característicos. Los tipos de acciones y su tratamiento se establecen en el DB-SE. [2]

2.8 SOFTWARE EMPLEADO

2.8.1 Robot Structural Analysis Professional 2015

El programa Robot Estructural Analysis Professional ofrece la posibilidad de efectuar análisis estructurales complejos de multitud de tipos de construcciones. Es un potente programa de simulación y análisis que puede correr gran variedad de análisis, integra un gran catálogo de materiales y perfiles metálicos y contiene distintas normativas de verificación para según qué caso. Facilita a los ingenieros y proyectistas funciones avanzadas de análisis y simulación de edificaciones en un entorno de flujo de trabajo dinámico. Compite con otros programas de análisis de estructuras como CYPE.

Permite predecir fallos mediante la simulación, evitar errores, verificar la estructura mediante la normativa escogida, ahorrar tiempos y en definitiva reducir costes.

2.8.2 Elección de Robot Structural Analysis Professional 2015

El mercado oferta varias alternativas de programas de diseño y análisis estructural. Los motivos de escoger este software para la realización de este proyecto se explican a continuación:

- Pertenece al grupo Autodesk. Es una empresa líder en programas de ingeniería tales como Autocad, Revit o Inventor. Son programas muy utilizados hoy en día en la industria y al ser programas que pertenecen a un mismo grupo, es posible la importación de archivos entre ellos favoreciendo su uso.
- Por ser estudiante se puede utilizar la versión profesional sin ninguna restricción de forma gratuita durante tres años.
- Es un programa muy potente con una interfaz medianamente sencilla.

2.8.3 Forma de trabajar de Robot Structural Analysis Professional 2015

Los ejes de coordenadas con los que el programa trabaja por defecto y al que se referirán todos los resultados son los de la figura:

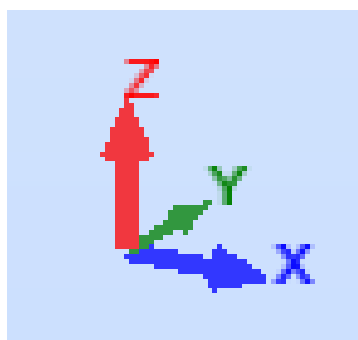


Ilustración 13: Eje de coordenadas Robot Structural Analysis Professional 2015

Tras tener definidos los ejes de coordenadas, se empieza realizando un boceto de la estructura mediante líneas de construcción. Son líneas ficticias que no van a afectar en nada a la estructura pero que sirven para obtener una primera visualización aproximada de la forma que va a tener la estructura. Estas líneas se introducen mediante coordenadas cartesianas.

A continuación se procede a asignar las barras a la estructura. Se debe elegir si se va a tratar de un pilar, de una viga, un cable, etc... y qué sección va a tener cada barra.

El programa cuenta con un catálogo enorme de posibles secciones normalizadas en la industria. El punto de comienzo y de fin de cada barra se introduce también mediante coordenadas cartesianas. Colocando todas las barras, se llega al modelo de la estructura deseada. El programa va a tomar como uniones rígidas los nudos en los que dos barras confluyan a menos que se especifique que no lo es. La definición del tipo de nudo, la definición de los apoyos o la definición de las medidas de los cerramientos se definen en los respectivos símbolos de la barra vertical de la derecha de la interfaz.

Es importante definir desde el principio, el tipo de normativa que se le va a aplicar a la estructura pues no todas las normas son iguales. El programa integra varias normativas de verificación estructural. Según donde se vaya a levantar la obra o qué tipo de estructura es, se seleccionará una norma u otra.

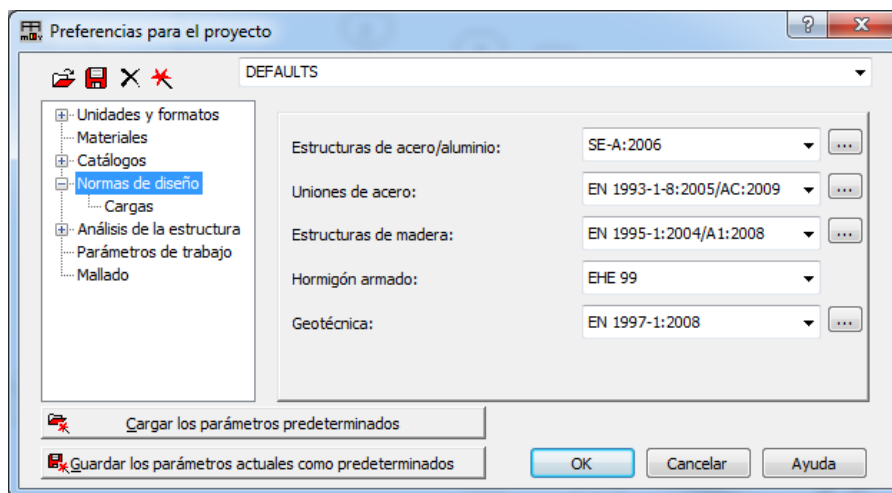


Ilustración 14: Configuración de normativas

Lo mismo sucede para el caso de las combinaciones de carga. Se escogerá la norma que se crea apropiada para según qué casos se analicen o simulen.

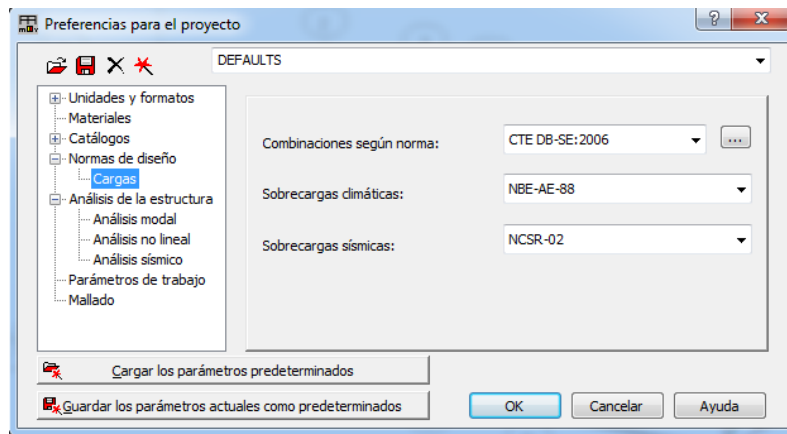


Ilustración 15: Configuración de las combinaciones de carga

Se consigue así que las combinaciones de carga se normalicen de acuerdo a los estados límites últimos y a los estados límites de servicio.

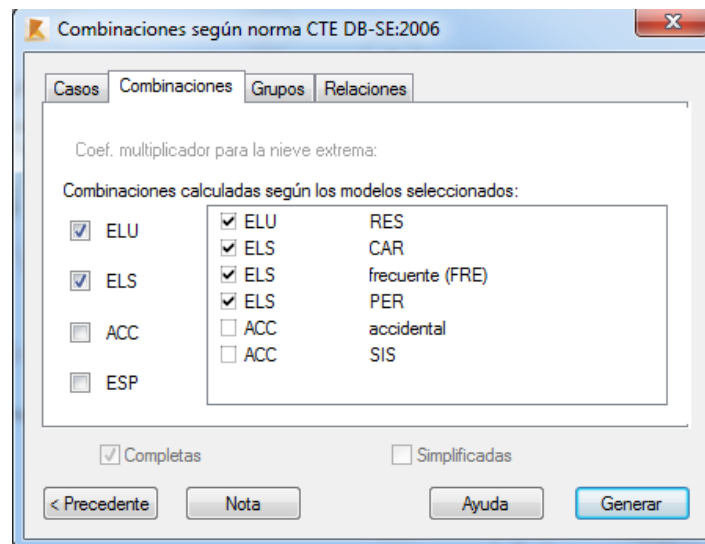


Ilustración 16: Configuración ELU Y ELS

Robot Structural Analysis Professional 2015 ofrece al usuario todos los tipos de acciones que se suelen contemplar en los análisis estructurales para que así el programa pueda identificar correctamente de qué tipo de carga se trata y así poder realizar las combinaciones de cargas conforme a la norma.

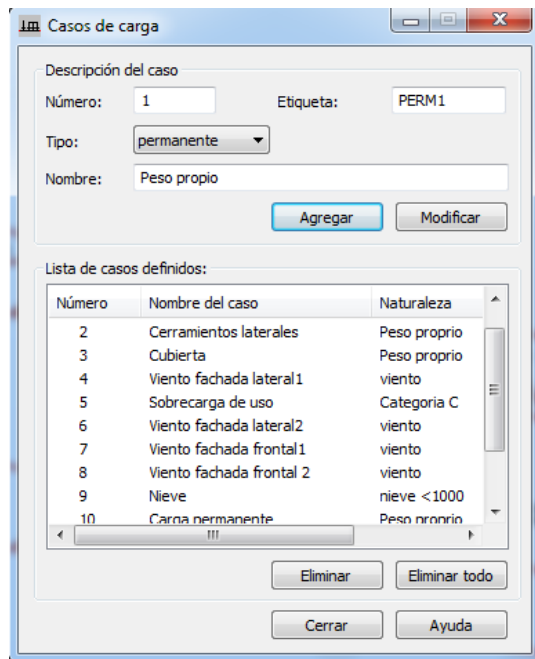


Ilustración 17: Configuración de cargas

Tras tener todo configurado y definido, se procede a analizar la estructura creada pinchando en el botón de calcular de la barra superior de la interfaz del programa. El programa mostrará mensajes de advertencia y error si es que se producen.

Una vez analizada la estructura, desplegando la pestaña de resultados, se pueden ver los resultados obtenidos para tensiones y deformaciones y saber cuál es el máximo valor para ambos casos. El siguiente paso es dimensionar cada uno de los componentes estructurales. En la pestaña dimensionamiento, se abre una ventana especificando qué sección es válida y cual no. Con criterio, el usuario ha de reflexionar si ha de cambiar el tipo de perfil o tan solo las dimensiones de la sección.

Por último, cuando ya se tiene dimensionada la estructura, el paso final son las uniones. Se seleccionan las barras a unir y se elige el tipo de unión que se efectúa.

CAPÍTULO 3

Metodología

3.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

La construcción de la combinación de los módulos habitacionales va a emplazarse en el distrito madrileño de Rivas Vaciamadrid. Ha de ser un diseño sencillo que por un lado debe satisfacer todos los requisitos de seguridad recogidos en las normas y por otro lado, debe reunir las propiedades en la medida de lo posible de ligereza, facilidad en el montaje y estandarización de perfiles que son propias de la construcción modular. Es condición indispensable que provea un espacio diáfano para posibles distintos usos y que además exista la posibilidad de ser usados individualmente.

3.2 DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura va a estar conformada por cuatro pilares principales a los que se les van a unir 4 vigas en el extremo superior de los pilares para soportar la cubierta, y otras 4 en el otro extremo para soportar el suelo. Va a estar arriostrada por dos cables de acero para dotar a la estructura de resistencia frente a empujes horizontales y que a la hora del transporte ayude a dotar de estabilidad a la estructura y no favorecer el colapso. Además, va a constar de 3 vigas en la parte del suelo que proporcionarán uniformidad a la hora de pisar el suelo. La parte superior va a constar de una celosía para disminuir la flexión y consecuentemente la flecha horizontal. La forma resultante va a ser la de un prisma cuyas dimensiones van a depender de la altura y anchura máxima que la ley referente al transporte de mercancías permite.

Son dos los módulos que se van a diseñar. Para que en el momento de unirlos, el espacio sea totalmente diáfano, un diseño no ha de tener más pilares que los de los extremos. El otro diseño va a ser el de los módulos que marcan el principio y el fin de la unión de los módulos de forma que van a tener un pilar situado justo a la mitad de la luz más larga, sirviendo de apoyo a la viga de la parte superior de la estructura que no va a estar unida al módulo habitacional interior. Con esto se consigue aportar

estabilidad, reducir la flecha vertical de la viga y aportar resistencia a la acción del viento. En vez de colocar un único cerramiento de longitud la longitud del módulo, se colocarán dos de mitad longitud que se atornillarán al pilar consiguiendo reducir los esfuerzos de flexión en ambos paneles.

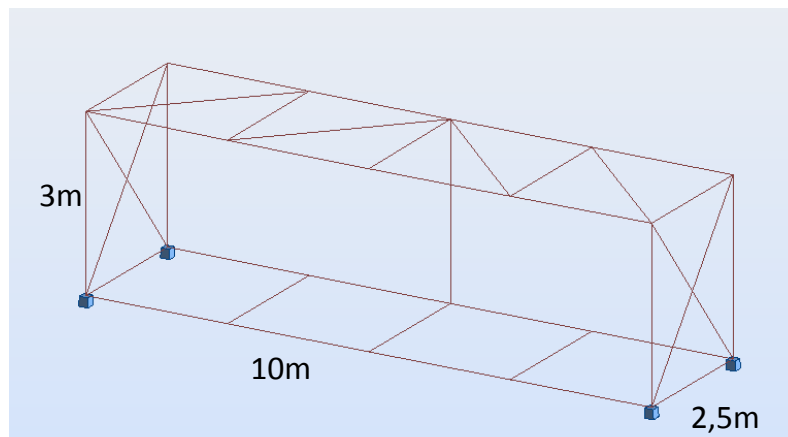


Ilustración 18: Dimensiones módulo habitacional exterior

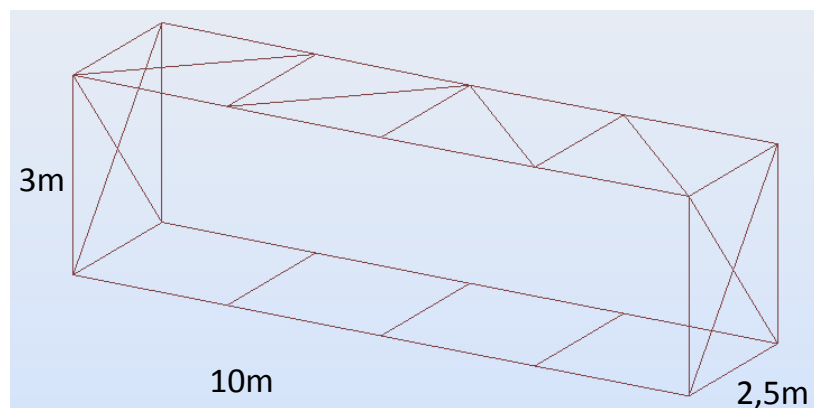


Ilustración 19: Dimensiones módulo habitacional interior

Con el diseño básico establecido, se deciden las dimensiones. El ministerio de fomento dicta que la altura máxima de los vehículos incluida la carga podrá ser de 4 metros. Para que sea posible el transporte del módulo montado totalmente, la altura del módulo va a ser de 3 metros.

Para el caso de la anchura, la máxima es de 2,55m. Por este motivo, el módulo medirá 2,5m de ancho.

La longitud se va a decidir que sea de 10 m.

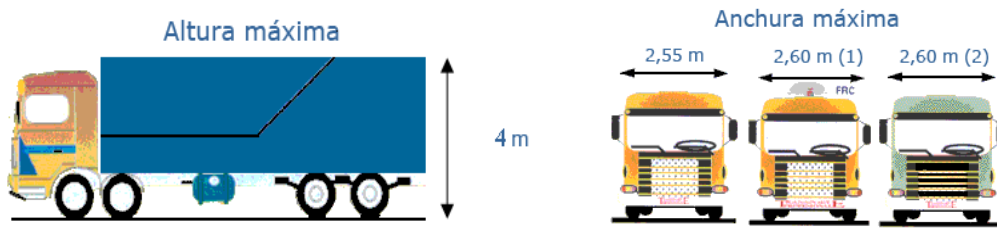


Ilustración 20: Altura y anchuras máximas para el transporte Fuente: Ministerio de Fomento

La norma establece que la superficie mínima necesaria para un individuo es de 8m^2 . El módulo va a tener 25m^2 , va a ser entonces posible combinar módulos o utilizarlos de forma individual.

3.3 APLICACIÓN DEL CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN

El CTE exige que para verificar estructuralmente una construcción, no se han de sobrepasar los estados límite.

Se definen los estados límites como las situaciones que si son superadas, se considera que la edificación no cumple algún requisito estructural para el que ha sido diseñado.

Se clasifican en estados límites últimos y en estados límites de servicio.

Son denominados como estados límites últimos aquellos que en caso de ser superados significan un peligro para el personal. Se produce un colapso total o parcial de la estructura.

Esto puede pasar por dos motivos:

- El edificio pierde el equilibrio.
- Se origina un fallo por deformación superior a la especificada en la norma.
- Transformación del conjunto de la estructura en mecanismo
- Rotura de elementos como apoyos, cimentación o uniones.
- Los fenómenos de fatiga o corrosión tienen lugar y propician la inestabilidad de algún elemento estructural.

Se denominan estados límites de servicio a los que en caso de ser superados, afectan de forma negativa al bienestar y confort de los consumidores. También se ve afectada la apariencia del edificio y el adecuado funcionamiento. A diferencia de los estados límites últimos, los estados límites de servicio pueden ser reversibles e irreversibles.

Serán reversibles si las situaciones que excedían los límites tratados como válidos, desaparecen al desaparecer la fuerza ocasionadora.

Son considerados como estados límites de servicio los siguientes casos:

- Desplomes, flechas o asientos que modifican negativamente el aspecto de la construcción, el confort o el ejercicio de aparatos e instalaciones.
- Las vibraciones.
- Detrimentos o daños que afecten a la apariencia, la durabilidad o la funcionalidad del edificio.

3.4 CARGAS SOBRE LAS ESTRUCTURA

Para analizar estructuralmente una construcción, se ejecutan modelos en los que intervienen las acciones.

Se denomina acción como aquello que modifica el estado de tensiones o de deformaciones de las estructuras.

- Acciones permanentes. Están presente en todo momento y mantienen sus magnitudes y sus puntos de aplicación.

- Peso propio.

Se consideran en este caso en particular, el peso propio de los elementos estructurales, los cerramientos y las carpinterías. El programa es capaz de calcular este valor conociendo los perfiles y la densidad del material utilizado.

- Acciones del terreno.

Se va a considerar que se ha estudiado previamente el tipo de suelo y que se ha llegado a la conclusión de que es apto para la construcción.

- Se considerará como única carpintería la puerta de entrada al módulo. Ventanas o cerrajería no se van a considerar ya que ese tema está más dirigido a instalaciones de carpintería, ventilación o saneamiento y ese no es el objetivo del proyecto. Se va a considerar que la puerta es de aluminio y que de espesor va a tener 1 cm. Si se sabe que la densidad es de 2700 kg/m^3 , la carga será $2700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.01 = 27 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$. Se decide que la puerta que se va a comprar va a ser de un metro de anchura por lo que la carga se aplicará a lo largo de un metro de longitud en la viga de 10 metros de luz. En concreto en desde el metro 8 al 9. Se aplicará como una carga de tipo permanente.
- Acciones variables. No siempre están presentes y sus características varían con el tiempo. El efecto que pueda tener la temperatura (dilataciones) no se tienen en cuenta pues la construcción tiene menos de 40 m de longitud.
 - Sobrecarga de uso. Peso que gravita sobre el edificio por su simple uso. Se escoge dentro de la categoría C, la C1. Con esta opción, el módulo puede tener distintos usos como por ejemplo, sala de prensa, sala de reuniones o clase.
 - De mantenimiento. La inclinación es nula, esta carga va a tener por lo tanto un valor de 1 kN/m^2 .
 -

Tabla 2:: Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

○ Viento. Aquí influyen diferentes factores a tener en cuenta. No sólo depende de la intensidad, dirección y la frecuencia de las rachas de viento sino de la estructura en sí. La forma y las dimensiones de la estructura, la permeabilidad de su superficie y la altitud a la que se vaya encontrar la localización del edificio afectan a este cálculo.

No se considerará la componente tangencial del viento pues el módulo va a tener cerramientos, y la fuerza tangencial se debe tener en cuenta en construcciones en las que la superficie en las que se de fricción sea mayor que la superficie en la que se origina presión.

La acción del viento se comporta normalmente como presión estática q_e , determinada por los siguientes parámetros:

$$q_e = q_b * c_e * c_p$$

q_b equivale a la presión dinámica del viento.. Simplificadamente, se puede adoptar un valor de 0,5 kN/m² en cualquier parte de España.

C_e es el coeficiente de exposición. Se valoran las consecuencias de las turbulencias originadas por la topografía y el relieve del terreno.

Se escoge el grado de aspereza del entorno III. Aunque los módulos se pueden colocar también en una zona urbana general, el coeficiente del grado de aspereza del entorno III es más restrictivo.

La altura máxima del módulo es de 3 metros, el valor del coeficiente de exposición que se tomará en este caso es de 1,6.

Tabla 3 Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

c_p significa coeficiente eólico. Aquí se tienen en cuenta las características de la superficie en la que incide el viento como la forma o la orientación. Si el valor es negativo, quiere decir que se da el fenómeno de succión mientras que valores positivos indican presión.

La esbeltez de las fachadas laterales es de 3/10 mientras que las de las frontales es de 3/2,5.

Para las fachadas laterales el coeficiente eólico de presión y de succión será de 0,7 y -0,4 respectivamente, y 0,8 y -0,6 para las frontales.

Tabla 4: Valores del coeficiente eólico.

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

La carga de viento queda definida en la siguiente tabla.

Tabla 5: Resumen valores de la carga de viento

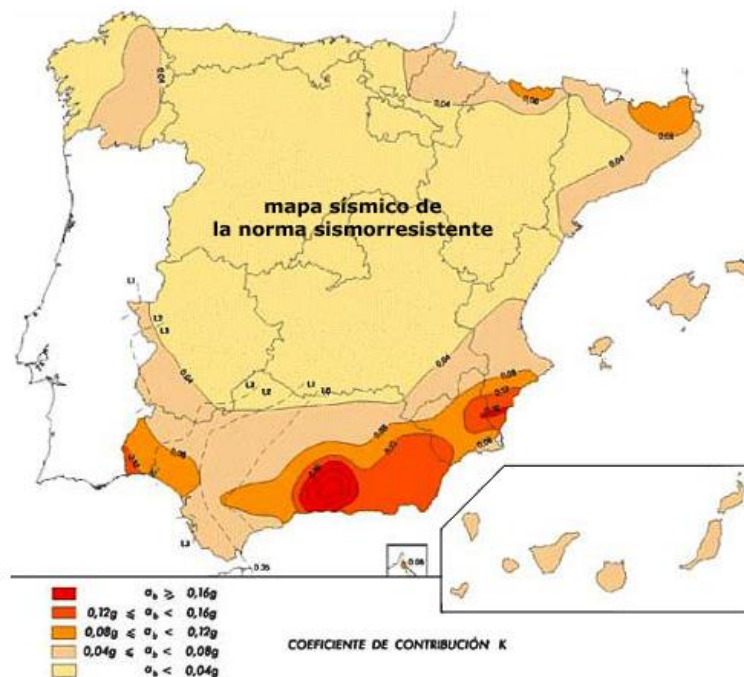
	Presión(KN/m ²)	Succión(KN/m ²)
Fachadas laterales	0,56	-0.32
Fachadas frontales	0.64	-0.48

- Nieve. Se consideran los casos de depósitos naturales de nieve. El clima, el relieve del entorno, la forma de la cubierta o el viento son factores que afectan al cálculo de la carga de nieve.

Al ser totalmente plana la cubierta y al estar situada en una localidad de altitud inferior a 1000m (Rivas Vaciamadrid está a 535m) basta con considerar la carga como 1KN/m^2 .

- Acciones accidentales.

- No se consideran impactos ni acciones sísmicas. El mapa sísmico de la norma establece que no se trata de una zona de riesgo.



En este mapa se indican valores de dos parámetros sísmicos que son:

a_b =aceleración sísmica.
K=coeficiente de contribución.

Ilustración 21: Mapa sísmico de la norma sismorresistente Fuente: proteccioncivil.org

Se resumen los valores y los puntos de aplicación de las cargas actuantes.

Tabla 6: Resumen cargas actuantes

Fuerzas	Valor
Peso propio	Calculado por Robot
Cerramientos laterales	12,35 kg/m ²
Puerta	27 kg/m ²
Cubierta	12,80 kg/m ²
Explotación	3KN/m ²
Mantenimiento	1KN/m ²
Viento presión fachada lateral	0,56KN/m ²
Viento succión fachada lateral	-0,32KN/m ²
Viento presión fachada frontal	0,64KN/m ²
Viento succión fachada frontal	-0,48KN/m ²
Nieve	1KN/m ²

3.5 PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

Se ha de verificar que los resultados obtenidos al analizar la estructura no exceden con los límites marcados por los estados límite. No se contemplan los errores humanos. Estos errores han de ser evitados mediante una dirección de obra competente, inspecciones y mantenimientos adecuados.

Se podrá afirmar que la estructura o una parte independiente de la misma son estables si para el dimensionado correspondiente se cumple la siguiente condición:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

$E_{d,dst}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.

$E_{d,stab}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

Para la capacidad portante, se acepta que se reúne suficiente resistencia de la estructura portante de un elemento estructural, sección o unión entre elementos si se cumple para el dimensionado pertinente:

$$E_d \leq R_d$$

E_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones.

R_d es el valor de cálculo de la resistencia que corresponda.

Existe la posibilidad dependiendo del tipo de acciones actuantes en la estructura de que actúen de forma combinada. Se han de tener en cuenta para no superar los estados límites últimos.

Para un estado persistente o transitorio, se utiliza la siguiente ecuación para las combinaciones de carga:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

En la fórmula están presentes:

- Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_K$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$)
- Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_K$)
- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_K$)

El documento básico refleja otra serie de combinaciones en este apartado. Se tratan las combinaciones de carga para posibles impactos o para casos de sismos.

En el caso del cumplimiento de los estados límites de servicio, hay que considerar una serie de combinaciones de acciones.

Para casos en los que el efecto de acciones de corta duración pueda resultar irreversible:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Son consideradas la actuación simultánea de:

- Las acciones permanentes de valor característico G_k .
- Una acción variable cualquiera Q_k
- El resto de las acciones variables $\psi_0 \cdot Q_k$

Se toman combinaciones también para el caso en el que sean reversibles:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

La fórmula incluye en este caso:

- Todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k)
- Una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 Q_k$)
- El resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$)

Mayúsculas latinas

A_d	Valor de cálculo de una acción accidental
G_d	Valor de cálculo de una acción permanente
G_k	Valor característico de una acción permanente
Q_d	Valor de cálculo de una acción variable
Q_k	Valor característico de una acción variable simple
R_d	Valor de cálculo de la resistencia
R_k	Valor característico de la resistencia

Minúsculas griegas

γ_M	Coefficiente parcial para la resistencia de un material
γ_G	Coefficiente parcial para una acción permanente
γ_Q	Coefficiente parcial para una acción variable
ψ_0	Coefficiente para el valor de combinación de una acción variable
ψ_1	Coefficiente para el valor frecuente de una acción variable
ψ_2	Coefficiente para el valor casi permanente de una acción variable

Ilustración 22: Glosario de la fórmula de las combinaciones de carga Fuente: Código Técnico de la Edificación

Los coeficientes parciales de seguridad (γ) utilizados en las fórmulas de las combinaciones anteriores para cada tipo de acción son los siguientes:

Tabla 7: Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

Los coeficientes de simultaneidad (ψ) para cada tipo de acción se recogen en el documento básico en la siguiente tabla:

Tabla 8: Coeficientes de simultaneidad

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

Los límites de deformación están especificados en la norma. Tanto en la dirección vertical como en la horizontal, no se han de sobrepasar la flecha máxima si se quiere garantizar la seguridad estructural y el correcto funcionamiento del edificio.

El Código Técnico de la Edificación establece que verticalmente la flecha máxima que no se ha de superar es de valor $\frac{LUZ}{300}$ significando “LUZ” la luz de la viga analizada

Horizontalmente se exige que la flecha máxima sea de $\frac{ALTURA}{250}$ siendo “ALTURA” la altura total del edificio.

Tabla 9: Límite máximo flechas

$f_{vertical} \leq \frac{LUZ}{300}$
$f_{horizontal} \leq \frac{ALTURA}{250}$

El material tiene también que ser analizado y por lo tanto la decisión de utilización en la obra también ha de ser verificada. Se establece que el material fallará si en algún punto de cualquier elemento estructural se supera la tensión de límite elástico. Si esto sucediese, se originarían deformaciones de tipo plástico que se definen por la particularidad de ser permanentes.

Tabla 10: Tensiones de límite elástico

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy °C
	Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)			Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63	3 ≤ t ≤ 100	
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 ⁽¹⁾
S450J0	450	430	410	550	0

CAPÍTULO 4

Diseño y análisis de los módulos habitacionales

Son dos los diseños que se van concebir: Un módulo exterior que marca el principio y el fin de la obra cuando se requiere unir los módulos, y un módulo interior.

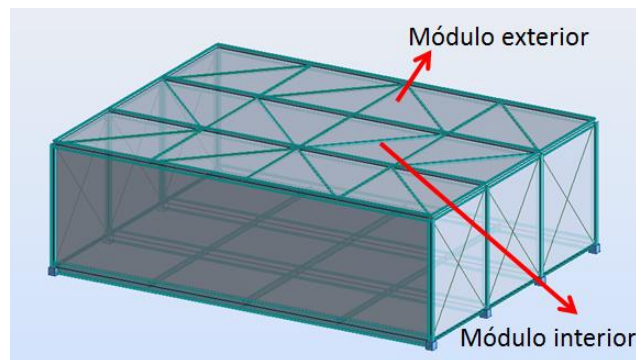


Ilustración 23: Módulos habitacionales exterior e interior unidos

4.1 MÓDULO HABITACIONAL EXTERIOR

4.1.1 Predimensionamiento

Para empezar a definir con más precisión el módulo habitacional se tienen en cuenta las fuerzas anteriormente explicadas. Se conoce la naturaleza de las acciones en la estructura y consecuentemente se eligen los tipos de perfiles de las vigas y pilares que componen la estructura.

De este modo, para los 4 pilares principales se escoge dentro de la gama de los HE, los HEB que son la serie normal y para el pilar de apoyo del larguero superior exterior, se toma la serie HEA que a diferencia de los HEB, son la serie aligerada . Se toma esta decisión porque se espera que trabajen a compresión.

Las vigas sin embargo, van a ser de perfil IPN pues han de resistir principalmente flexión.

Para el arriostramiento mediante los cables de acero se utilizará la sección típica en estos casos de 1,5 cm de diámetro pues no se esperan cargas en la dirección horizontal aparte de las de viento.

La celosía estará compuesta por barras de sección UPN que trabajan a compresión y a tracción.

De esta manera, la estructura queda definida como en la siguiente imagen:

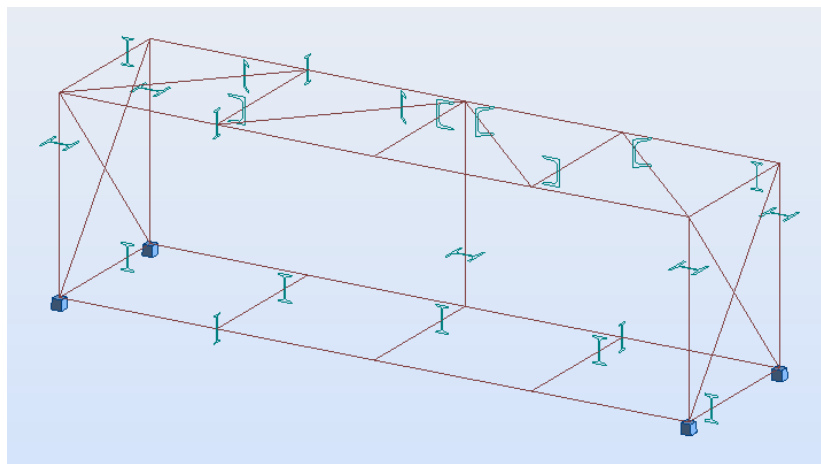


Ilustración 24: Secciones del módulo habitacional exterior

Una vez que los perfiles están decididos, las cargas actuantes diferenciadas y las dimensiones definidas, se asignan a las vigas y a los pilares la serie de los perfiles seleccionados más pequeña con el fin de ahorrar peso y material y por tanto reducir el coste.

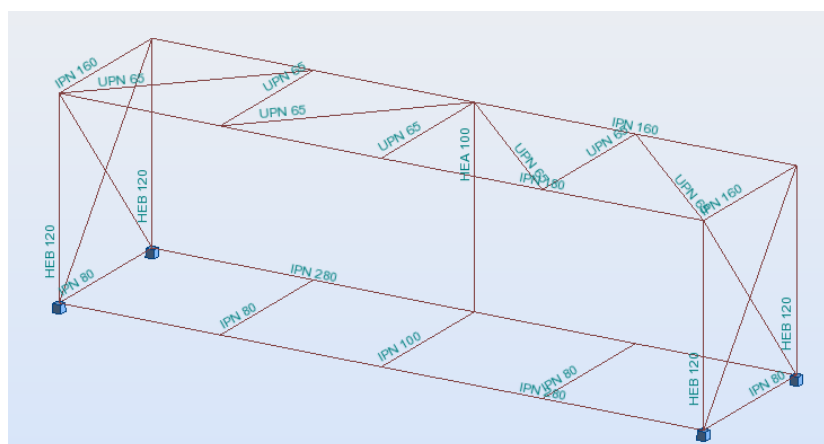


Ilustración 25: Nombre de los perfiles del módulo habitacional exterior

4.3 ESQUELETO

El esqueleto va a dar forma a la construcción, va a transmitir las cargas al suelo y va a fijar en este caso el módulo al suelo.

Para estructuras metálicas que no se salgan de lo común, principalmente se utilizan el acero ordinario, el acero inoxidable, el acero patinable y el aluminio.

Para este caso se va a emplear el acero ordinario. Es el más usado y el más barato. En concreto vamos a utilizar el S235JR, nombrado según la norma EN 10027.

La “S” hace referencia a “Steel”, acero en inglés.

El número significa el límite elástico en MPa del acero siempre y cuando el espesor no supere los 16mm. Entonces, la tensión máxima permitida para que el material no plastifique, será de 235 MPa.

Las dos últimas letras indican la sensibilidad a rotura frágil y soldabilidad, siendo JR para construcciones ordinarias.

Se decide utilizar el S235JR porque es un acero que está industrializado, fácil de conseguir bajo pedido y sus propiedades mecánicas son buenas y suficientes para el diseño de los dos módulos habitacionales.

4.4 CERRAMIENTOS

Se van a utilizar paneles sándwich tanto como para los cerramientos laterales como para la cubierta. En la página web de la empresa “*Grupo Panel Sandwich*” se puede ver su catálogo de paneles. Se escoge un panel para los cerramientos laterales y otro para la cubierta.

No van a soportar más carga que la carga distribuida que pudiera causar el viento. Para situarnos del lado de la seguridad, se van a escoger los de mayor peso que a la vez son los más pesados.

Para los cerramientos laterales se escoge el panel de fachada con fijación vista y encaje recto. Se compone de dos chapas de acero galvanizado, se le aplica un perfilado para lograr una mayor resistencia al viento. El interior es de espuma de poliuretano inyectado.

Se escoge el de 120mm de espesor que es el más pesado. Además, debido a la presencia de elementos estructurales como los arriostramientos de los cables de acero

o el pilar central, se va a considerar el doble de peso de los cerramientos laterales porque el módulo se va a cerrar con doble cerramiento.

Tabla 11: Peso del panel de cerramiento lateral

Espesor del panel (mm)	Transmitancia Térmica (U)	Peso del panel Acero/Acero (Kg/m ²) Espesor nominal chapa 0.5 mm
	W/m ² K	
30	0.658	8.75
40	0.500	9.15
50	0.409	9.55
60	0.344	9.95
80	0.261	10.75
100	0.210	11.55
120	0.176	12.35

Para la cubierta, se opta por un panel sándwich de cubierta tapajuntas. Formado también por dos chapas grecadas de acero y con la zona baja perfilada, resiste bien el viento y se comporta bien frente a lluvia, humedad y frío. El interior del panel es de poliuretano inyectado, que va a proporcionar aislamiento térmico y acústico.

Se vuelve a escoger el más pesado.

Tabla 12: Peso del panel de la cubierta

CARACTERÍSTICAS DEL PANEL (Chapas de acero interior y exterior de 0.50mm/0,40mm de espesor nominal)								
Espesor del panel (mm):		30	40	50	60	80	100	120
Peso del panel (kg/m2):		9.30	9.70	10.10	10.50	11.30	12.10	12.80
Transmitancia térmica (U)	Kcal/m ² h°C	0.56	0.43	0.35	0.29	0.22	0.18	0.15
	Watt/m ² °C	0.65	0.50	0.41	0.34	0.26	0.21	0.17

Así pues, de este modo partimos de las series de cada perfil más ligeras. Ahora se debe verificar si las vigas y los pilares cumplen de acuerdo con el Código Técnico de la Edificación.

4.5 CARGAS

Incluimos las cargas que van a actuar en nuestra estructura. Como se ha visto antes, tenemos las cargas permanentes y las variables.

Se introduce en ROBOT por un lado la carga “peso propio”, “cerramientos laterales” y “cubierta” como cargas permanentes. Se crea una combinación de cargas formada por estas tres fuerzas y obtenemos la carga permanente que va a tener que soportar la estructura.

Pasamos a indicar a ROBOT las cargas variables. El programa da a elegir la opción de tipo de carga variable. En este caso tenemos de explotación, de mantenimiento, de viento y de nieve. Las características de estas cargas se vieron antes en el capítulo 3

Definiendo exactamente el tipo de carga, ROBOT identifica el tipo de carga y de acuerdo al Código Técnico realizará las combinaciones de carga estipuladas.

Se le asignan a las cargas sus valores y puntos de aplicación y se procede a verificar la estructura.

4.6 CONDICIONES DE CONTORNO

Por último, especificamos el tipo de apoyos con los que se va a modelizar las estructuras. Se va a cimentar mediante cimentación superficial, en concreto, haciendo uso de zapatas aisladas. Esto significa que los pilares van a estar empotrados, es decir, sin posibilidad de movimiento o giro.

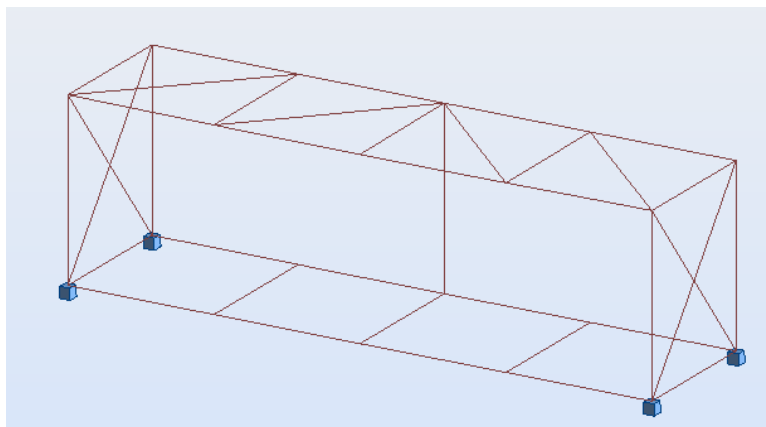


Ilustración 28: Condiciones de contorno

4.7 RESULTADOS Y VERIFICACIÓN

Se aplican las restricciones límite de flecha máxima y de tensión máxima admisibles para ambos módulos ya que tienen las mismas dimensiones.

Tabla 13: Límites de tensión y flechas

Tensión máxima obtenida $\leq 235\text{MPa}$
$f_{vertical} \leq \frac{10}{300} = 3,33\text{cm}$
$f_{horizontal} \leq \frac{3}{250} = 1,2\text{cm}$

4.7.1 Módulo habitacional exterior

Se calcula la estructura. La estructura es definitivamente no válida con las series mínimas de los perfiles seleccionados. Por esta razón, se cambian razonadamente hasta que se consigue el cumplimiento de la norma.

Barra		Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
1 Larguero inferi	OK	IPN 280	ACERO	89.77	409.76	0.80	2 EXPL1
2 Viga inferior co	OK	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.48	2 EXPL1
3 Larguero inferi	OK	IPN 280	ACERO	89.77	409.76	0.82	2 EXPL1
4 Viga inferior co	OK	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.48	2 EXPL1
5 Larguero super	OK	IPN 160	ACERO	156.28	645.99	0.31	2 EXPL1
6 Larguero super	OK	IPN 180	ACERO	138.96	585.55	0.15	2 EXPL1
7 Viga superior c	OK	IPN 160	ACERO	39.07	161.50	0.13	2 EXPL1
8 Viga superior c	OK	IPN 160	ACERO	39.07	161.50	0.13	2 EXPL1
9 Pilar exterior 1	OK	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.22	2 EXPL1
10 Pilar exterior 2	OK	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.22	2 EXPL1
11 Pilar interior 1	OK	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.21	2 EXPL1
12 Pilar interior 2	OK	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.21	2 EXPL1
17 Viga inferior in	OK	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.65	2 EXPL1
18 Viga inferior in	OK	IPN 100	ACERO	62.44	233.56	0.35	2 EXPL1
19 Viga inferior in	OK	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.65	2 EXPL1
20 Pilar central	OK	HEA 100	ACERO	73.98	119.51	0.10	2 EXPL1
21 Viga celosía c	OK	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.03	3 NIEVE1
22 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.04	3 NIEVE1
23 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.03	2 EXPL1
24 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.06	2 EXPL1
25 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.04	3 NIEVE1
26 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.03	2 EXPL1
27 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.06	2 EXPL1

Robot Structural Analysis Professional calcula automáticamente los perfiles de las vigas y los pilares. Controla la sección de los elementos que componen la estructura para que no fallen por pandeo o por inestabilidades.

El programa considera correcta la elección de los perfiles. De la tabla anterior se extrae que el perfil más grande es el 280. Estas dos vigas son las de luz igual a 10 metros y se encuentran en la parte inferior de la estructura. Es una luz considerablemente grande que además está sometida a la carga más agresiva que es la de explotación con valor de 300 Kg/m^2 . El valor de la flecha máxima vertical obliga a utilizar este perfil.

Tras cambiar las secciones, se obtienen las tablas para las tensiones y las flechas máximas. En la pestaña resultados, se selecciona análisis de tensiones de la estructura. En ningún caso se sobrepasa la tensión máxima del material de 235MPa.

Tabla 14: Tensiones máximas módulo habitacional exterior

	S max (MPa)	S min (MPa)	S max(My) (MPa)	S max(Mz) (MPa)	S min(My) (MPa)	S min(Mz) (MPa)
MAX	82,07	27,58	82,07	51,07	0,00	0,00
Barra	2	8	2	20	20	18
Nudo	2	6	2	19	19	20
Caso	2	1	2	14	9	12

La tensión máxima tiene un valor de 82,07MPa. En ningún caso supera el valor de 235Mpa que establece la norma para este tipo de acero. El acero es un material que tiene buena relación resistencia-volumen, por este motivo era de esperar que no se superase este límite.

Se comprueban de la misma forma el desplazamiento máximo de la estructura y se observa que no supera el límite establecido por la normativa.

Tabla 15: Flechas máximas módulo habitacional exterior

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	0,0	0,2	0,1
Barra	5	1	12
Caso	14	14	14
MIN	-0,0	-0,2	-1,3
Barra	9	3	6
Caso	14	14	14

En la dirección Z aparece la flecha más grande (se recuerda que el eje z es el eje vertical) concretamente en sentido negativo. Esta situación se da en la viga 6 con perfil IPN 180 situada en la parte superior sirviendo de apoyo a la cubierta. Esta es la viga que no tiene pilar auxiliar. Es una viga pesada soporta una carga considerable y que no tiene ningún apoyo para contrarrestar la flecha. Se consigue de todos modos verificar que la flecha máxima obtenida es menor que la límite.

Horizontalmente también aparece cierta flecha de valor 0,2 en la dirección positiva y en la negativa del eje y. Tampoco es suficiente para superar el valor límite establecido por el CTE.

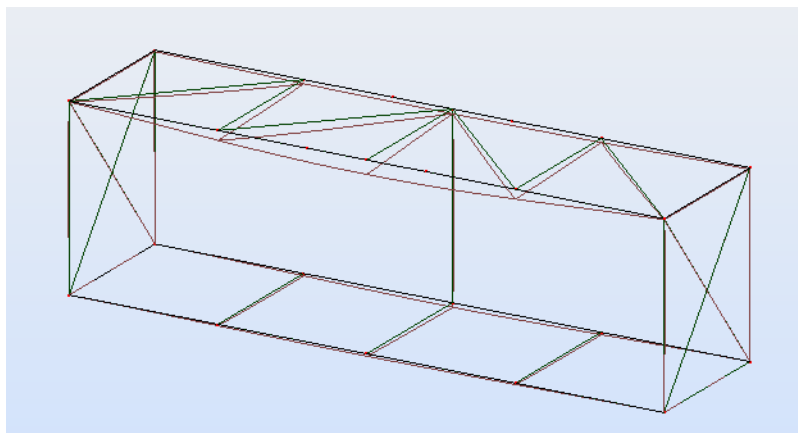


Ilustración 29: Desplazamientos en módulo habitacional exterior

Los coeficientes de seguridad obtenidos para las deformaciones y las tensiones son:

Tabla 16: Coeficientes de seguridad del módulo habitacional exterior

$\sigma_{Tensión}$	2,8
$\sigma_{deformación}$	2,5

Todo está así verificado conforme a la norma y la estructura final queda definida en la siguiente imagen.

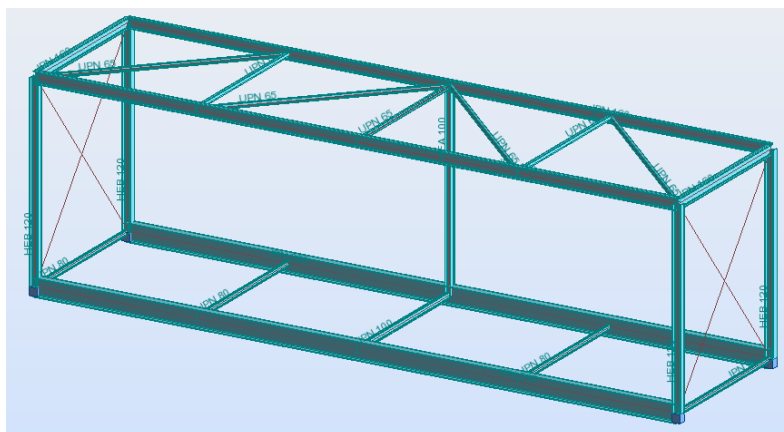


Ilustración 30: Diseño final módulo habitacional exterior

4.7.2 Uniones

Se toma la decisión de hacer todas las uniones atornilladas en la medida de lo posible por las siguientes razones:

- Las uniones soldadas van en contra de lo que ofrece la construcción modular. Con uniones soldadas no se puede desmontar la estructura fácilmente y el tiempo de montaje aumenta ya que se ha de soldar minuciosamente para evitar la aparición de los defectos comentados con anterioridad.
- Las uniones atornilladas son rápidas, resistentes y baratas.

Tras elegir el tipo de unión a utilizar, se procede a diseñar y calcular las uniones. Todos los elementos de las uniones son del mismo material (S235JR) y se procura utilizar la mínima cantidad de material necesario, es decir, el mínimo número de tornillos, pletinas de dimensiones adecuadas, etc... Además, el programa permite muchas posibilidades para los distintos tipos de unión.

Una de las uniones que se han empleado en este Trabajo Fin de Grado es la unión viga pilar. Para estos casos, el programa pide saber si va a ser una unión atornillada o soldada. Una vez seleccionado el tipo de unión, es posible elegir las dimensiones y el material de la pletina, si va a constar de cartelas o no, el diámetro de los tornillos, el tipo de rigidizadores a emplear y definir el tipo de soldadura. También es posible modificar los parámetros normativos si es necesario porque la unión es de un tipo especial.

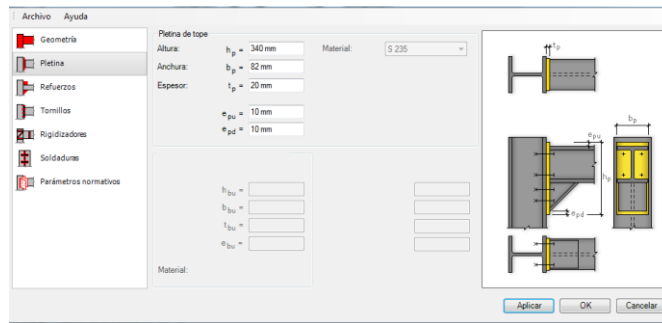


Ilustración 31: Configuración uniones 1

El otro tipo de unión que se ha usado en este proyecto es la unión viga-viga (alma). Es una unión en la que las dos almas de dos vigas se unen, bien mediante pletina o unos angulares. Si es necesario dotar de más robustez a la unión, se pueden emplear rigidizadores o piezas de apoyo en combinación con la pletina o los angulares. También permite elegir el tipo de tornillos.

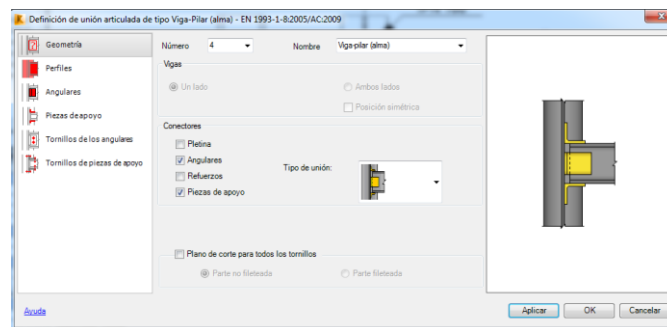


Ilustración 32: Configuración uniones 2

El programa ofrece distintas posibilidades de tipos de uniones pero recae sobre el ingeniero la tarea de definir por completo la unión decidiendo por ejemplo las dimensiones de la pletina, el número de tornillos, elegir si son necesarios elementos de apoyo o rigidizadores, etc...

En este Trabajo Fin de Grado encontramos en la parte superior las dos vigas de 2,5m y las dos vigas de luz 10m. Las 4 vigas se unen a los 4 pilares principales y al pilar auxiliar HEA.

Unión pilar principal viga (10m)

Consta de una pletina a la que se le atornillan 2 columnas de 3 tornillos cada una. La viga se suelda a la pletina y la pletina se atornilla al pilar. Hay también dos rigidizadores horizontales en el pilar para dotar de resistencia a la unión. También se decide incorporar una cartela.

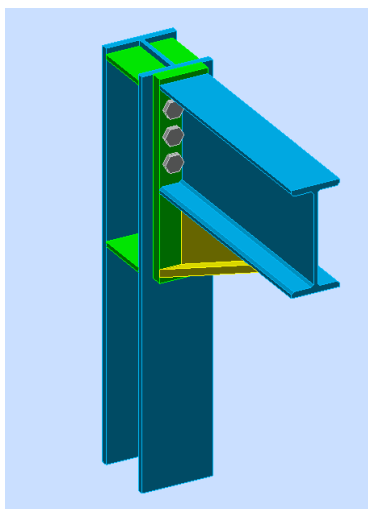


Ilustración 33: Diseño unión pilar-viga(10m)

Unión pilar-viga (2,5m)

Esta unión es totalmente atornillada. Se une la viga al alma del pilar mediante dos angulares de sección CAE 50x7 atornillados al pilar y a la viga. Son 6 los tornillos utilizados.

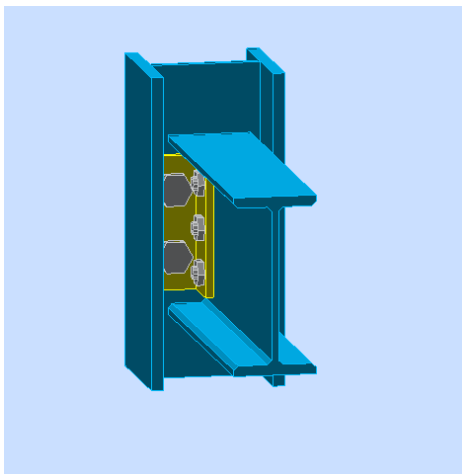


Ilustración 34: Diseño unión pilar-viga (2,5m)

Unión pilar auxiliar-viga (10m)

Unión atornillada en la que encontramos una pletina atornillada a la viga mediante dos tornillos. El pilar se suelda a la pletina.

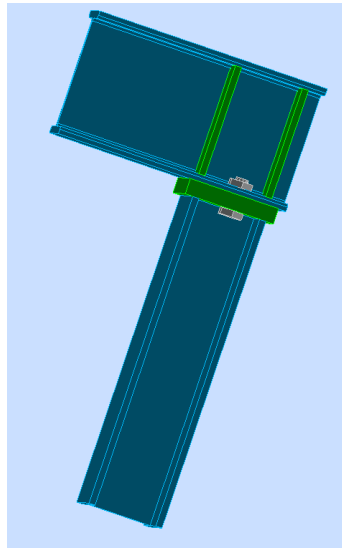


Ilustración 35: Diseño unión pilar auxiliar-viga (10m)

Se encuentran en la parte inferior las dos vigas de 10m de luz, las 3 vigas interiores de 2,5m de longitud y las dos vigas exteriores de también 2,5m de longitud. Las vigas de 10m y las exteriores de 2,5m se unen a los pilares mientras que las interiores se unen a las de 10m de luz. Las uniones que se repiten abajo como la de la viga de 10m de luz con los pilares, siguen el mismo método de diseño que las superiores.

Unión viga inferior interior-viga (10m)

Se trata de una unión de almas. Consta de un angular al que se le atornillan 4 tornillos con la misión de fijarlo a la viga grande mientras que se usan dos tornillos para unirlo con la pequeña.

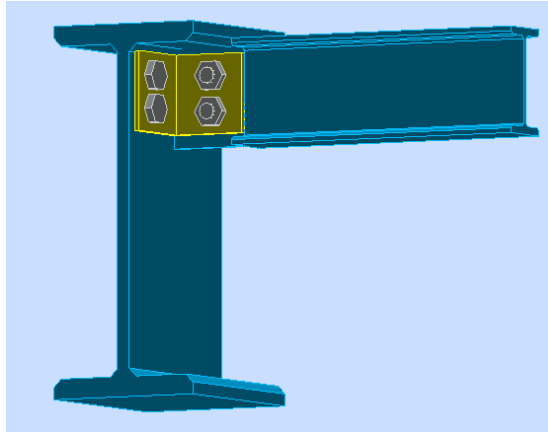


Ilustración 36: Diseño unión viga inferior interior- viga (10m)

Por último, todas las barras de la celosía se atornillarán a unas pletinas que a su vez se atornillarán a las vigas.

4.7.4 Cimentación

En los casos de cimentación, el programa ofrece también gran variedad de posibilidades diseño de la cimentación. Igual que en las uniones, se pueden especificar las dimensiones de la pletina, el tipo de rigidizadores, el tipo y número de anclajes que se van a emplear, la clase de chaveta, el método de soldadura y las dimensiones y el tipo de hormigón.

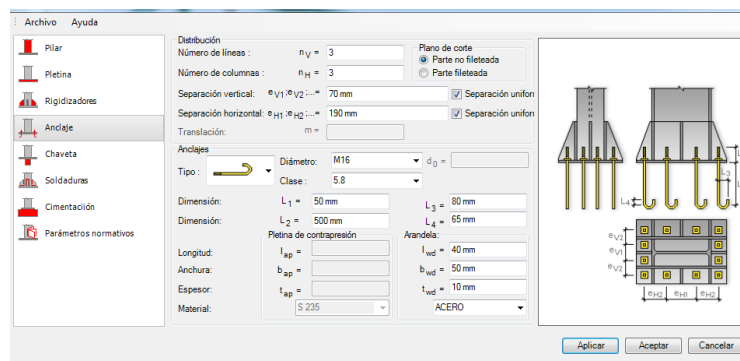


Ilustración 37: Configuración cimentación

Se realiza una cimentación con zapatas aisladas en cada uno de los cuatro pilares principales.

El programa calcula los esfuerzos que va a sufrir la cimentación y verifica la correcta aplicación de la cimentación. Consiste en una zapata de hormigón H-200, con rigidizadores de 10 mm de espesor y pletina trapezoidal . Consta además de 6 anclajes para asegurar una robusta cimentación. La pletina, los rigidizadores y la cuña están soldadas.

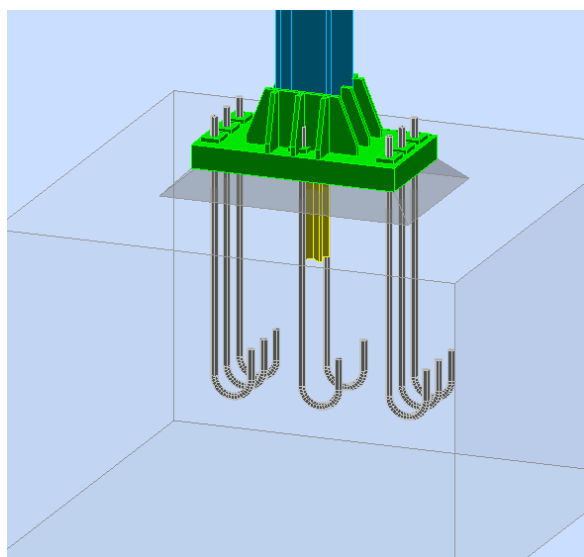


Ilustración 38: Diseño cimentación módulo habitacional exterior

4.7.5 Peso

El programa estima el piso pues conoce la densidad del material escogido para la estructura que en este caso es el S235JR.

Tabla 17: Peso módulo habitacional exterior

Tipo	Número	Longitud (m)	Peso por unidad (kG/m)	Peso de la barra (kG)	Peso total (kG)	Superficie pintada (m2)
ACERO						
Cable 1	4	3,91	0,79	3,07	12	0,0
HEA 100	1	3,00	16,68	50,03	50	1,68
HEB 120	4	3,00	26,70	80,11	320	8,24
IPN 80	4	2,50	5,94	14,85	59	2,98
IPN 100	1	2,50	8,34	20,84	21	0,91
IPN 160	2	2,50	17,90	44,76	90	2,82
IPN 160	1	10,00	17,90	179,05	179	5,64
IPN 180	1	10,00	21,89	218,87	219	6,31
IPN 280	2	10,00	47,92	479,17	958	19,06
UPN 65	3	2,50	6,20	15,49	46	2,06
UPN 65	4	3,54	6,20	21,93	88	3,89
Total:					2043	53,60

El peso total es aproximadamente de dos toneladas. Era de esperar ya que hay vigas de sección grande y las dimensiones del módulo no son pequeñas.

Con este peso es posible transportarlo de una sola pieza gracias a que las dimensiones del módulo habitacional se adaptaron a la legislación de transportes vigente.



Ilustración 39: Peso máximo de vehículo de dos ejes Fuente: Ministerio de Fomento

4.7.6 Análisis de vuelco

Es conveniente saber si los módulos habitacionales diseñados pueden volcar. Se va analizar su resistencia al vuelco. Se interpreta que el módulo solo está sometido al peso propio y que actúa la carga del viento sobre la fachada de más superficie. Para ello es necesario saber la velocidad básica del viento. Como se conoce el valor de la carga de viento, se analiza el modelo obteniéndose como resultado que no vuelca pues las reacciones no tienen valor nulo. Si fueran nulas significaría que el módulo habitacional habría volcado porque que una reacción sea nula significa que no hay contacto, que no está apoyado.

4.8 Módulo habitacional interior

Se procede al cálculo de la estructura y tampoco cumplen con el CTE los perfiles seleccionados. Se cambian para que sean admisibles según la norma.

Barra		Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
1 Larguero inferi	OK	IPN 280	ACERO	89.77	409.76	0.74	5 Sobrecarga de us
2 Viga inferior co	OK	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.65	5 Sobrecarga de us
3 Larguero inferi	OK	IPN 280	ACERO	89.77	409.76	0.74	5 Sobrecarga de us
4 Viga inferior co	OK	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.65	5 Sobrecarga de us
5 Larguero super	OK	IPN 200	ACERO	125.10	535.65	0.80	9 Nieve
6 Larguero super	OK	IPN 180	ACERO	138.96	585.55	0.83	9 Nieve
7 Viga superior c	OK	IPN 160	ACERO	39.07	161.50	0.17	4 Viento fachada lat
8 Viga superior c	OK	IPN 160	ACERO	39.07	161.50	0.17	4 Viento fachada lat
9 Pilar exterior 1	OK	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.41	9 Nieve
10 Pilar exterior 2	OK	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.41	9 Nieve
11 Pilar interior 1	OK	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.41	9 Nieve
12 Pilar interior 2	OK	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.41	9 Nieve
17 Viga inferior in	OK	IPN 120	ACERO	52.05	203.37	0.68	5 Sobrecarga de us
18 Viga inferior in	OK	IPN 140	ACERO	44.63	179.99	0.45	5 Sobrecarga de us
19 Viga inferior in	OK	IPN 120	ACERO	52.05	203.37	0.68	5 Sobrecarga de us
21 Vigasuperiorc	OK	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.30	9 Nieve
22 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.39	9 Nieve
23 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.37	9 Nieve
24 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.53	9 Nieve
25 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.39	9 Nieve
26 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.37	9 Nieve
27 Viga celosía	OK	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.53	9 Nieve

El perfil IPN 280 vuelve a ser el más grande. Los largueros superiores que antes eran IPN 160 ahora son IPN 180. Ya no hay pilar auxiliar que proporcione estabilidad y que sirva como apoyo. La tensión máxima y las flechas máximas que se van a obtener en este módulo van a ser mayores.

Se le pide al programa que muestre los resultados de las tensiones obtenidas en todas las barras para localizar el valor máximo.

Tabla 18: Tensiones máximas módulo habitacional interior

	S max (MPa)	S min (MPa)	S max(My) (MPa)	S max(Mz) (MPa)	S min(My) (MPa)	S min(Mz) (MPa)
MAX	102,19	27,03	102,19	51,52	0,0	0,00
Barra	2	7	2	1	13	21
Nudo	3	5	3	1	7	19
Caso	5	1	5	4	1	3

Son aproximadamente 20MPa más que antes. De todos modos, es un valor de tensión aceptable que cumple con las exigencias del CTE.

Se han de verificar también las flechas máximas obtenidas en el análisis.

Tabla 19: Flechas máximas módulo habitacional interior

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	0,0	1,1	0,2
Barra	5	1	10
Caso	6	4	9
MIN	-0,0	-1,1	-2,5
Barra	5	3	5
Caso	4	4	9

La flecha más grande es de 2,5 y se vuelve a dar en el sentido negativo del eje z en las vigas superiores de 10 m de luz. Es una viga que por la carga y su propio peso flexa y se origina la flecha. Al no haber esta vez pilar auxiliar ninguno, la deformación es más acusada.

También se dan flechas horizontales sobre el eje y muy grandes debido a la sobrecarga de uso. Las vigas interiores centrales flexan y transmiten los esfuerzos a las vigas, penalizándolas.

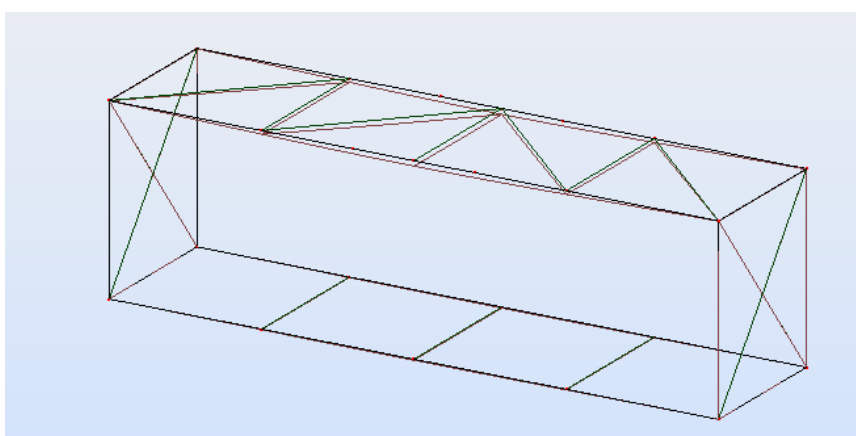


Ilustración 40: Desplazamientos módulo habitacional interior

Los coeficientes de seguridad que se obtienen se muestran en la tabla:

Tabla 20: Coeficientes de seguridad del módulo habitacional interior

$\sigma_{Tensión}$	2,3
$\sigma_{deformación}$	1,1

El coeficiente de seguridad de deformación es bajo pero el valor de la flecha cumple con la norma por eso aunque sea bajo se considera válido en este caso.

Se llega al diseño final:

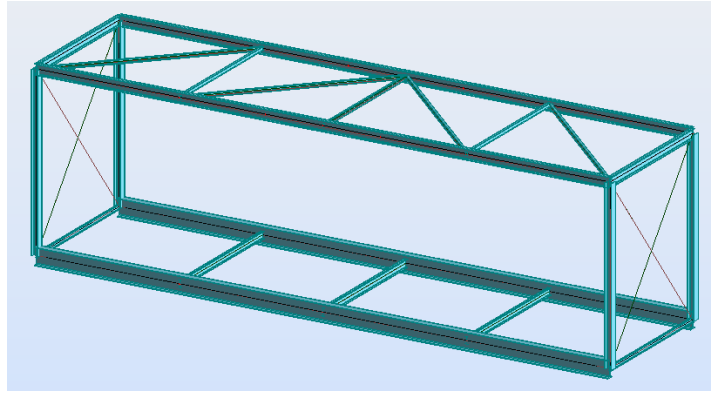


Ilustración 41: Diseño final módulo habitacional interior

4.8.1 Uniones

Las uniones para el módulo interior son muy parecidas y en algunos casos idénticas a las del módulo exterior. Se persigue que las uniones sean lo más parecidas posibles para conseguir cierta uniformidad que pueda facilitar las cosas a la hora del montaje. Aun así hay una unión que interesa modificar por el ahorro de material.

Unión viga interior inferior-viga (10m)

El pilar auxiliar ya no transmite los esfuerzos directamente a la viga de 10m de la parte inferior de la estructura porque ya no está. De esta manera, la unión puede ser más sencilla y barata.

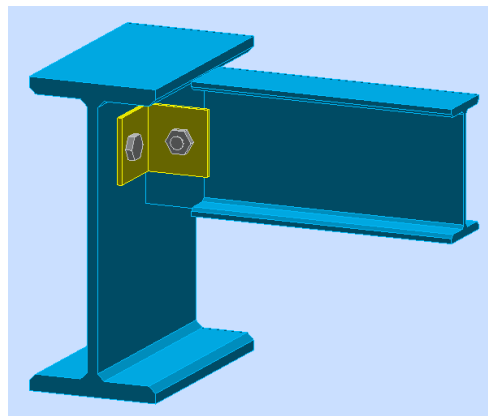


Ilustración 42: Diseño unión viga interior inferior-viga (10m)

4.8.2 Cimentación

Para el módulo interior se propone realizar también cimentación con zapata aislada pero cambiando el tipo de anclajes para mostrar que se puede cimentar de varias formas.

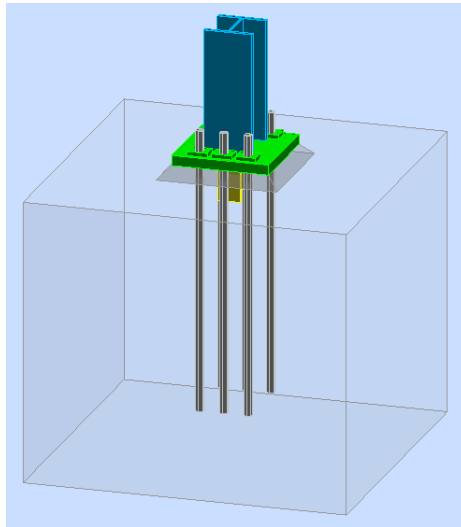


Ilustración 43: Diseño cimentación módulo habitacional interior

4.8.3 Peso

Se le pide al programa que muestre el peso total de la estructura del módulo habitacional interior.

Tabla 21: Peso módulo habitacional interior

Tipo	Número	Longitud (m)	Peso por unidad (kG/m)	Peso de la barra (kG)	Peso total (kG)	Superficie pintada (m2)
ACERO						
Cable_1	4	3,91	0,79	3,07	12	0,0
HEB 120	4	3,00	26,70	80,11	320	8,24
IPN 80	2	2,50	5,94	14,85	30	1,49
IPN 120	2	2,50	11,13	27,83	56	2,15
IPN 140	1	2,50	14,32	35,80	36	1,24
IPN 160	2	2,50	17,90	44,76	90	2,82
IPN 180	2	10,00	21,89	218,87	438	12,62
IPN 280	2	10,00	47,92	479,17	958	19,06
UPN 65	3	2,50	6,20	15,49	46	2,06
UPN 65	4	3,54	6,20	21,93	88	3,89
Total:					2074	53,58

Se puede ver que el peso del módulo habitacional interior es muy parecido al del módulo habitacional exterior, la diferencia es de 31kg. Tiene un pilar menos pero a costa de aumentar la sección de la viga que estaba apoyando lo que al final significa un aumento de peso.

De igual forma que el módulo habitacional exterior, el módulo habitacional interior también es transportable de una sola pieza, es decir, montado.

4.8.4 Análisis de vuelco

El módulo habitacional interior supera también este análisis. Se le analiza de igual forma, con una combinación de cargas constituida por la carga de viento en la fachada lateral y por el peso propio. Las reacciones ni son nulas ni sus valores están cercanos a cero por lo que se considera que el módulo habitacional no vuelca. Era predecible ya que el módulo habitacional exterior tampoco vuelca.

Con este análisis efectuado en ambos módulos habitacionales, se desprende que ambos diseños se pueden utilizar individualmente aunque es preferible utilizar para los casos en que se vaya a utilizar de forma individual, el modelo exterior porque es menos pesado y los coeficientes de seguridad de tensiones y deformaciones mayores.

Capítulo 5

Cálculos

Este capítulo trata sobre los cálculos que se han hecho para que sea posible afirmar que el diseño de los dos módulos habitacionales cumple con los términos que establece el Código Técnico de la Edificación. Con objeto de verificar la aptitud de los dos diseños de los módulos habitacionales, el programa Robot Structural Analysis Professional 2015 realiza una serie de cálculos complejos exigidos por el Código Técnico de la Edificación vigente. Para ello se van a mostrar un ejemplo de una viga, un ejemplo de un pilar, un ejemplo de una unión y un ejemplo de una cimentación.

Las exigencias del Código Técnico están concebidas de manera que el resultado de las fórmulas de verificación tenga que ser menor o igual que uno para que cumpla con la norma. De todos los resultados obtenidos, el de mayor valor será el representativo de la hoja de cálculo.

5.1 CÁLCULO DE VIGAS

Con los datos del material seleccionado y el perfil estructural de a viga, Robot Structural Analysis Professional 2015 se sitúa en el caso de carga más desfavorable del elemento de construcción en estudio para saber por ejemplo, con qué valores de momento flector, esfuerzo axial o cortante trabajar. El programa detecta qué caso es el más perjudicial. Tras identificar el caso más desfavorable, calcula el comportamiento frente al efecto de alabeo, la estabilidad de la barra y la resistencia de la sección de acuerdo a las reglas marcadas por el Documento Básico del acero. Todas las fórmulas utilizadas han sido referenciadas a la numeración que tienen en el Documento Básico de la cer.

Las fórmulas de verificación que se han de usar son:

- Fórmulas de interacción de esfuerzos en secciones. Son fórmulas que varían según el tipo de esfuerzos.

- Flexión compuesta sin cortante. Son fórmulas de carácter prudente que varían según el tipo de esfuerzos.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 1 y 2}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 3}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{SEd} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 4}$$

siendo

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

- Cortante y torsión:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_{yd} / \sqrt{3})} \right] V_{pl,Rd}$$

- Fórmula de tensión de Von Mises. Las tensiones de cálculo no han de superar nunca en ninguna parte de la sección la resistencia de cálculo conforme al criterio de plastificación de Von Mises.

$$\sqrt{\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd} \cdot \sigma_{zd} + 3 \cdot \tau_{xzd}^2} \leq f_{yd}$$

- Si se tienen elementos en los que se han originado una combinación de momento flector y axil de tracción, se ha de verificar además de la resistencia a flexotracción en la sección, la resistencia frente al pandeo. La tensión combinada en la fibra extrema comprimida se determina mediante: [4]

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{com}} - 0,8 \cdot \frac{N_{t,Ed}}{A}$$

Siendo W_{com} momento resistente de la sección referido a la fibra extrema comprimida; $N_{t,Ed}$ valor de cálculo del axil de tracción; M_{Ed} valor de cálculo del momento flector; A área bruta de la sección. [4]

Se presenta a continuación la hoja de cálculo de una viga de las estructuras de los módulos habitacionales como ejemplo:

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 1 Languero inferior 1
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 280

h=28.0 cm
b=11.9 cm
tw=1.0 cm
tf=1.5 cm

Ay=37.85 cm²
Iy=7571.97 cm⁴
Wply=630.40 cm³

Az=29.45 cm²
Iz=363.42 cm⁴
Wplz=103.11 cm³

Ax=61.02 cm²
Ix=45.50 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -0.00 kN
Nt,Rd = 1365.65 kN

My,Ed = -40.41 kN*m
My,pl,Rd = 141.09 kN*m
My,c,Rd = 141.09 kN*m

Mz,Ed = -0.21 kN*m
Mz,pl,Rd = 23.08 kN*m
Mz,c,Rd = 23.08 kN*m

Vy,Ed = -0.09 kN
Vy,pl,T,Rd = 479.28 kN
Vz,Ed = 22.90 kN
Vz,pl,T,Rd = 375.47 kN
Tt,Ed = 0.15 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 45.24 kN*m
Mef,y,Ed = 40.41 kN*m

SECCION =1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=10.00 m

Mcr = 60.79 kN*m
Lam_LT = 1.56

Curva,LT - b
fi,LT = 1.95

XLT = 0.32

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{\text{Sig}_{x,Ed}^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.34 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.04 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.03 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{ef,y,Ed} / (XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{y,d1}) = 0.91 < 1.00$ (6.3.4.1.(1))

Perfil correcto !!!

5.2 CÁLCULO DE PILARES

El caso de los pilares es muy parecido al de las vigas, la principal diferencia radica en que los pilares sufren pandeo y no alabeo. En estos casos, se han de hacer los cálculos para verificar la estabilidad de la barra, la resistencia a pandeo y la resistencia de la sección. El software vuelve a situarse en el caso de carga más desfavorable y con los datos del material y el perfil metálico escogido, realiza una serie de operaciones que están referenciadas al Documento Básico del acero para demostrar que efectivamente se cumplen las exigencias.

Para el caso de los pilares, las 3 primeras fórmulas del caso de las vigas también se aplican a los pilares. El pilar no está traccionado y se aplica la de los casos de compresión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, sólo en piezas no susceptibles de pandeo por torsión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, sólo en piezas susceptibles de pandeo por torsión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Donde N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ son los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza. [4]

A continuación se muestra la hoja de cálculo de un pilar de las estructuras de los módulos habitacionales:

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 9 Pilar exterior 1
0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L =

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm
b=12.0 cm
tw=0.7 cm
tf=1.1 cm

Ay=29.20 cm²
Iy=864.37 cm⁴
Wply=165.22 cm³

Az=10.96 cm²
Iz=317.52 cm⁴
Wplz=80.97 cm³

Ax=34.01 cm²
Ix=14.40 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 78.51 kN
Nc,Rd = 761.09 kN
Nb,Rd = 391.24 kN

My,Ed = 2.54 kN*m
My,pl,Rd = 36.98 kN*m
My,c,Rd = 36.98 kN*m

Mz,Ed = -0.04 kN*m
Mz,pl,Rd = 18.12 kN*m
Mz,c,Rd = 18.12 kN*m

Vy,Ed = -0.04 kN
Vy,pl,T,Rd = 377.23 kN
Vz,Ed = -1.27 kN
Vz,pl,T,Rd = 141.63 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION

= 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

Ly = 3.00 m
Lk,y = 3.00 m
Lamy = 59.50
Lam_y = 0.63
Xy = 0.82
Cm,y = 0.40
ay = 0.60
ky = 1.05



respecto al eje Z:

Lz = 3.00 m
Lk,z = 3.00 m
Lamz = 98.18
Lam_z = 1.05
Xz = 0.51
Cm,z = 0.40
az = 0.60
kz = 1.30

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.18 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$\lambda_{y,Ed} = 59.50 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 98.18 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ESTABLE

$N_{Ed} / (X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.16 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed} / (X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + a_y \cdot k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.22 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

5.3 CÁLCULO DE LAS UNIONES

En el caso de las uniones, el pilar necesita saber los perfiles y materiales de las vigas y pilares, las características de los tornillos, de la platina, de los rigidizadores, etc... En definitiva, debe conocer todos los elementos que intervienen en la unión. Una vez identificados todos los componentes, puede hacer los cálculos. Se realizan operaciones para conocer si la unión es resistente a flexión, cortante, compresión y para conocer la rigidez de la unión así como la resistencia de los tornillos y las soldaduras.

Las fórmulas se muestran a continuación en un ejemplo práctico de la viga superior de 10m de luz con un pilar exterior:

GENERAL

Unión N.º: 2
Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
Nudo de la estructura: 6
Barras de la estructura: 12, 6

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{j,Rd} = \min (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$
 $N_{j,Rd} = 578,10$ [kN] Resistencia de la unión a la compresión [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,00 < 1,00 **verificado** (0,00)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]
 $B_{p,Rd} = 143,32$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]
 $F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión
 $F_{t,wc,Rd}$ – resistencia del alma del pilar en tracción
 $F_{t,ep,Rd}$ – resistencia de la pletina doblada en flexión
 $F_{t,wb,Rd}$ – resistencia del alma en compresión
 $F_{t,fc,Rd} = \min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t1,Rd,comp}$	Componente
$F_{t1,Rd} = \min (F_{t1,Rd,comp})$	65,66	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(1)} = 178,66$	178,66	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(1)} = 65,66$	65,66	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Pletina de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(1)} = 110,98$	110,98	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 286,63$	286,63	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd} / \beta = 142,21$	142,21	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} = 391,96$	391,96	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} = 341,95$	341,95	Ala de la viga - compresión
$F_{c,wb,Rd} = 289,05$	289,05	Alma de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t2,Rd,comp}$	Componente
$F_{t2,Rd} = \min (F_{t2,Rd,comp})$	55,87	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(2)} = 178,66$	178,66	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(2)} = 65,66$	65,66	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Pletina de tope - tracción

F_{t2,Rd,comp} - Fórmula	F_{t2,Rd,comp}	Componente
$F_{t,wb,Rd(2)} = 110,98$	110,98	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 286,63$	286,63	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 142,21 - 65,66$	76,55	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 391,96 - 65,66$	326,30	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 341,95 - 65,66$	276,29	Ala de la viga - compresión
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 289,05 - 65,66$	223,39	Alma de la viga - compresión
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 334,61 - 65,66$	268,95	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 121,53 - 65,66$	55,87	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 448,51 - 65,66$	382,85	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 166,84 - 65,66$	101,18	Alma de la viga - tracción - grupo

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3

F_{t3,Rd,comp} - Fórmula	F_{t3,Rd,comp}	Componente
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	20,68	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(3)} = 178,66$	178,66	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(3)} = 65,66$	65,66	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Pletina de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(3)} = 110,98$	110,98	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 286,63$	286,63	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 142,21 - 121,53$	20,68	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 391,96 - 121,53$	270,43	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 341,95 - 121,53$	220,42	Ala de la viga - compresión
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 289,05 - 121,53$	167,52	Alma de la viga - compresión
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 334,93 - 55,87$	279,05	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 121,86 - 55,87$	65,99	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 504,17 - 121,53$	382,64	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 157,67 - 121,53$	36,14	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 447,59 - 55,87$	391,72	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 166,06 - 55,87$	110,19	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 121,53$	556,71	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 259,93 - 121,53$	138,40	Alma de la viga - tracción - grupo

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h _j	F _{ij,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	271	65,66	178,66	65,66	226,08	110,98	226,08	286,63
2	226	55,87	178,66	65,66	226,08	110,98	226,08	286,63
3	181	20,68	178,66	65,66	226,08	110,98	226,08	286,63

Resistencia de la unión a la flexión M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 34,16 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,16)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 96,51 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo al cortante} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 41,72 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo intermedio a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 69,41 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo extremo a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

Nr	F _{ij,Rd,N}	F _{ij,Ed,N}	F _{ij,Rd,M}	F _{ij,Ed,M}	F _{ij,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226,08	-0,86	65,66	10,21	9,34	83,45
2	226,08	-0,86	55,87	8,68	7,82	83,45
3	226,08	-0,86	20,68	3,21	2,35	83,45

F_{ij,Rd,N} – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

F_{ij,Ed,N} – Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axil

F_{ij,Rd,M} – Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple

F_{ij,Ed,M} – Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento

F_{ij,Ed} – Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillo

F_{vj,Rd} – Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_i^n F_{v,i,Rd}$	[Tabla 3.4]
$V_{j,Rd} = 250,34$ [kN]	Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$ verificado (0,01)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$A_w = 60,38$ [cm ²]	Área de superficie de todas las soldaduras	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 33,17$ [cm ²]	Área de superficie de las soldaduras horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 27,22$ [cm ²]	Área de superficie de las soldaduras verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 7657,13$ [cm ⁴]	Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -8,58$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -7,71$ [MPa]	Tensiones en la soldadura vertical	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = 1,32$ [MPa]	Tensión tangente	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,80$	Coefficiente de correlación	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	$17,17 < 360,00$	verificado (0,05)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	$15,59 < 360,00$	verificado (0,04)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9*f_u/\gamma_{M2}$	$8,58 < 259,20$	verificado (0,03)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$t_{wash} = 4$ [mm]	Espesor de la arandela	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} = 12$ [mm]	Altura de la cabeza del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 16$ [mm]	Altura de la rosca del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 53$ [mm]	Longitud del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} = 5$ [mm]	Coefficiente de rigidez de los tornillos	[6.3.2.(1)]

RIGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Suma	9,68	224,45
1	271	2	147	322	1	3,87	104,85
2	226	2	147	251	1	3,22	72,83
3	181	2	147	320	1	2,58	46,77

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_i^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 10,96 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Parámetro de la transformación} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 232 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de palanca} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 2 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficiente de rigidez del panel del alma del pilar} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \quad \text{Coefficiente de rigidez del alma comprimida del pilar} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 14183,64 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez inicial en rotación} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficiente de rigidez de la unión} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 14183,64 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez final en rotación} \quad [6.3.1.(4)]$$

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$$S_{j,rig} = 2424,98 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión rígida} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 151,56 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión articulada} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RÍGIDA}$$

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

PANEL DEL ALMA DEL PILAR EN CORTANTE

Unión conforme con la Norma

Relación 0,16

5.4 Cálculo de la cimentación

Los cálculos llevados a cabo para verificar que la cimentación es buena, son complejos y extensos. EL programa necesita conocer todas las características de los componentes que participan en la unión para poder realizar los cálculos.

Para los cálculos de la resistencia del hormigón, se dividen en los cálculos en la zona comprimida (como por ejemplo, la resistencia del pie del pilar en la zona comprimida) y en la zona traccionada. En esta última zona se calcula si se produce ruptura del cono del hormigón, arrancamiento de anclaje del hormigón, etc...

Se controlan también el efecto de la cizalladura, los rigidizadores y las soldaduras.

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

$f_{cd} = 13,33$ [MPa]	Resistencia de cálculo a la compresión	EN 1992-1-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 23,21$ [MPa]	Resistencia de cálculo a la presión debajo de la pletina de base	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo})}$		
$c = 88$ [mm]	Anchura adicional de la zona de presión	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 187$ [mm]	Anchura eficaz de la zona de presión debajo de la tabla	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 240$ [mm]	Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 448,12$ [cm ²]	Superficie de contacto entre la pletina de base y la cimentación	EN 1992-1-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 4033,12$ [cm ²]	Área de cálculo máxima de la distribución de la carga	EN 1992-1-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 1792,50$ [kN]	Resistencia del hormigón a la presión	EN 1992-1-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coefficiente de reducción para la compresión	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 26,67$ [MPa]	Resistencia de cálculo a la presión	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 997,72$ [cm ²]	Área de presión en compresión	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 498,86$ [cm ²]	Área de presión en flexión My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 498,86$ [cm ²]	Área de presión en flexión Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 2660,60$ [kN]	Resistencia del hormigón a la presión en compresión	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 1330,30$ [kN]	Resistencia del hormigón a la presión en flexión My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 1330,30$ [kN]	Resistencia del hormigón a la presión en flexión Mz	[6.2.8.3.(1)]

ALA Y ALMA DEL PILAR EN COMPRESIÓN

$CL = 1,00$	Clase de sección	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 673,72$ [cm ³]	Coefficiente plástico de la sección	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 158,32$ [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 208$ [mm]	Distancia entre los centros de gravedad de las alas	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 761,69$ [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 650,97$ [cm ³]	Coefficiente plástico de la sección	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 152,98$ [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 120$ [mm]	Distancia entre los centros de gravedad de las alas	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 1274,82$ [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 2660,60$ [kN]	Resistencia del pie del pilar a la compresión axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 761,69$ [kN]	Resistencia del pie del pilar en la zona comprimida	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{c,Rd,z} = 1274,82$ [kN]	Resistencia del pie del pilar en la zona comprimida	[6.2.8.3]

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$A_b = 1,57$ [cm ²]	Área efectiva del tornillo	[Tabla 3.4]
$f_{ub} = 500,00$ [MPa]	Resistencia del material del tornillo a la tracción	[Tabla 3.4]
$\beta = 0,95$	coeficiente de reducción de la resistencia del tornillo	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 53,69$ [kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	[Tabla 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 400,00$ [MPa]	Límite de plasticidad del material del tornillo	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 52,33$ [kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		

$F_{t,Rd,s} = 52,33$	[kN]	Resistencia del tornillo a la ruptura	
ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN			
$f_{ck} = 20,00$	[MPa]	Resistencia característica del hormigón a la compresión	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$			
$f_{ctd} = 1,03$	[MPa]	Resistencia de cálculo a la tracción	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$		Coef. dependiente de las condiciones del hormigonado y de la adherencia	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$		Coef. dependiente del diámetro del anclaje	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$			
$f_{bd} = 2,32$	[MPa]	Adherencia admisible de cálculo	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 500$	[mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} = 58,33$	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN			
$h_{ef} = 287$	[mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 162,80$	[kN]	Resistencia característica del anclaje	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 860$	[mm]	Anchura crítica del cono de hormigón	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 430$	[mm]	Distancia crítica al borde de la cimentación	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 12400,00$	[cm ²]	Área máxima del cono	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 10000,00$	[cm ²]	Área real del cono	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,81$		Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.2.4]
$c = 310$	[mm]	Distancia mínima entre el anclaje y el borde	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0,92$		Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coeficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 55,69$	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
ROTURA DEL BETÓN			
$h_{ef} = 500$	[mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 375,00$	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1000$	[mm]	Anchura crítica del cono de hormigón	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 500$	[mm]	Distancia crítica al borde de la cimentación	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 15732,00$	[cm ²]	Área máxima del cono	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 10000,00$	[cm ²]	Área real del cono	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,64$		Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.2.5]
$c = 310$	[mm]	Distancia mínima entre el anclaje y el borde	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0,89$		Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\psi_{h,N} = 0,79$		Coef. dependiente de la altura de la cimentación	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$		Coeficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} = 77,08$	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón	CEB [9.2.5]
RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN			
$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$			
$F_{t,Rd} = 52,33$	[kN]	Resistencia del anclaje a la tracción	
FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE			
Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$			
$l_{eff,1} = 120$	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 120$	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2	[6.2.6.5]
$m = 121$	[mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 16,13$	[kN*m]	Resistencia plástica de la pletina para el modo 1	[6.2.4]

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	120	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1	[6.2.6.5]
$M_{pl,2,Rd} =$	16,13	[kN*m]	Resistencia plástica de la pletina para el modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	533,28	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	244,85	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 3	[6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la pletina en tracción	[6.2.4]
-------------------	--------	------	---------------------------------------	---------

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	32	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	32	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2	[6.2.6.5]
$m =$	8	[mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	4,30	[kN*m]	Resistencia plástica de la pletina para el modo 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	4,30	[kN*m]	Resistencia plástica de la pletina para el modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	2150,00	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	565,00	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 3	[6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,z} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la pletina en tracción	[6.2.4]
-------------------	--------	------	---------------------------------------	---------

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la cimentación en la zona traccionada	[6.2.8.3]
----------------	--------	------	--	-----------

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la cimentación en la zona traccionada	[6.2.8.3]
----------------	--------	------	--	-----------

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
---------------------------------------	-------------	------------	--------

$e_y =$	1346	[mm]	Ecentricidad de la fuerza axial	[6.2.8.3]
---------	------	------	---------------------------------	-----------

$z_{c,y} =$	104	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
-------------	-----	------	---------------------------------	---------------

$z_{t,y} =$	190	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
-------------	-----	------	---------------------------------	---------------

$M_{j,Rd,y} =$	50,01	[kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión	[6.2.8.3]
----------------	-------	--------	--------------------------------------	-----------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,79 < 1,00	verificado	(0,79)
---	-------------	------------	--------

$e_z =$	59	[mm]	Ecentricidad de la fuerza axial	[6.2.8.3]
---------	----	------	---------------------------------	-----------

$z_{c,z} =$	60	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
-------------	----	------	---------------------------------	---------------

$z_{t,z} =$	70	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
-------------	----	------	---------------------------------	---------------

$M_{j,Rd,z} =$	75,93	[kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión	[6.2.8.3]
----------------	-------	--------	--------------------------------------	-----------

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
---	-------------	------------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,81 < 1,00	verificado	(0,81)
--	-------------	------------	--------

CIZALLAMIENTO**PRESIÓN DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE****Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} =$	0,93	Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento	[Tabla 3.4]
------------------	------	--	-------------

$\alpha_{b,y} =$	0,93	Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$	[Tabla 3.4]
------------------	------	---	-------------

$k_{1,y} =$	2,50	Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento	[Tabla 3.4]
-------------	------	---	-------------

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} =$	533,33	[kN]	Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la pletina de base	[6.2.2.(7)]
-------------------	--------	------	--	-------------

Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} =$	0,56	Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento	[Tabla 3.4]
------------------	------	--	-------------

$\alpha_{b,z} =$	0,56	Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$	[Tabla 3.4]
------------------	------	---	-------------

$k_{1,z} =$	2,50	Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento	[Tabla 3.4]
-------------	------	---	-------------

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} =$	320,00	[kN]	Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la pletina de base	[6.2.2.(7)]
-------------------	--------	------	--	-------------

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$\alpha_b =$	0,32	Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
--------------	------	---	-------------

$A_{vb} =$	2,01	[cm ²]	Area de la sección del tornillo	[6.2.2.(7)]
------------	------	--------------------	---------------------------------	-------------

$f_{ub} =$	500,00	[MPa]	Resistencia del material del tornillo a la tracción	[6.2.2.(7)]
------------	--------	-------	---	-------------

$\gamma_{M2} =$	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[6.2.2.(7)]
-----------------	------	----------------------------------	-------------

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} =$	25,74	[kN]	Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo	[6.2.2.(7)]
-----------------	-------	------	---	-------------

$\alpha_M =$	2,00	Coef. dependiente de la fijación del anclaje en la cimentación	CEB [9.3.2.2]
--------------	------	--	---------------

$M_{Rk,s} =$	0,07	[kN*m]	Resistencia característica del anclaje a la flexión	CEB [9.3.2.2]
--------------	------	--------	---	---------------

$l_{sm} =$	83	[mm]	Longitud del brazo de palanca	CEB [9.3.2.2]
------------	----	------	-------------------------------	---------------

$\gamma_{Ms} =$	1,20	Coeficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.2]
-----------------	------	----------------------------------	---------------

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 1,36 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$$N_{Rk,c} = 120,30 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo para el arrancamiento} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dependiente de la longitud de anclaje} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 111,38 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón al efecto de palanca} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

Esfuerzo cortante $V_{i,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y}^0 = 576,67 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,48 \quad \text{Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del espesor de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,84 \quad \text{Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 108,32 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Esfuerzo cortante $V_{i,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 352,99 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,92 \quad \text{Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del espesor de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,98 \quad \text{Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 147,71 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 29,32 \text{ [kN]} \quad \text{Fuerza de compresión} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 8,80 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia al deslizamiento} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTACTO CUÑA - HORMIGÓN

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 238,93 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia al contacto cuña - hormigón}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 238,93 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia al contacto cuña - hormigón}$$

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 258,61 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,25)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 258,61 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,25)$$

CONTROL DE RIGIDIZADORES

Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$$M_1 = 5,37 \text{ [kN*m]} \quad \text{Momento flector del rigidizador}$$

$$Q_1 = 41,31 \text{ [kN]} \quad \text{Esfuerzo cortante en el rigidizador}$$

$$z_s = 48 \text{ [mm]} \quad \text{Posición del eje neutro (respecto la base de la pletina)}$$

$$I_s = 844,91 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Momento de inercia del rigidizador}$$

$$\sigma_d = 1,32 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina} \quad \text{EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 77,59 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión normal en las fibras superiores} \quad \text{EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 34,42 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente en el rigidizador} \quad \text{EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]}$$

$M_1 = 5,37$ [kN*m]	Momento flector del rigidizador	
$\sigma_z = 59,63$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,36 < 1,00$		verificado o (0,36)

Pletina trapezoidal paralela al alma del pilar

$M_1 = 5,37$ [kN*m]	Momento flector del rigidizador	
$Q_1 = 41,31$ [kN]	Esfuerzo cortante en el rigidizador	
$z_s = 43$ [mm]	Posición del eje neutro (respecto la base de la pletina)	
$I_s = 922,2$ [cm ⁴]	Momento de inercia del rigidizador	
$\sigma_d = 4,14$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_g = 74,01$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\tau = 34,42$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_z = 59,76$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,34 < 1,00$		verificado o (0,34)

Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$M_1 = 0,23$ [kN*m]	Momento flector del rigidizador	
$Q_1 = 9,24$ [kN]	Esfuerzo cortante en el rigidizador	
$z_s = 51$ [mm]	Posición del eje neutro (respecto la base de la pletina)	
$I_s = 804,9$ [cm ⁴]	Momento de inercia del rigidizador	
$\sigma_d = 0,02$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_g = 3,42$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\tau = 7,70$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_z = 13,34$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,06 < 1,00$		verificado o (0,06)

Rigidizador perpendicular al alma (en la prolongación de las alas del pilar)

$M_1 = 0,78$ [kN*m]	Momento flector del rigidizador	
$Q_1 = 31,21$ [kN]	Esfuerzo cortante en el rigidizador	
$z_s = 34$ [mm]	Posición del eje neutro (respecto la base de la pletina)	
$I_s = 1147,9$ [cm ⁴]	Momento de inercia del rigidizador	
$\sigma_d = 1,12$ [MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_g = 9,28$ [MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\tau = 26,01$ [MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_z = 45,07$ [MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,21 < 1,00$		verificado o (0,21)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 21,31$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 21,31$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 4,90$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{I,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -0,07$ [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{I,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,08 < 1,00$		verificado (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,12 < 1,00$		verificado (0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,08 < 1,00$		verificado (0,08)

SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

Rigidizador paralel al alma (prolongación del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} =$	79,10	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	79,10	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	17,21	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	160,99	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,45	<	1,00	verificado (0,45)

Pletina trapezoidal paralela al alma del pilar

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	27,73	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,13	<	1,00	verificado (0,13)

Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} =$	3,40	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	3,40	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	3,85	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	9,53	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,03	<	1,00	verificado (0,03)

Rigidizador perpendicular al alma (en la prolongación de las alas del pilar)

$\sigma_{\perp} =$	11,50	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	11,50	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	13,01	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	32,19	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,09	<	1,00	verificado (0,09)

SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES**Rigidizador paralel al alma (prolongación del alma del pilar)**

$\sigma_{\perp} =$	24,34	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	24,34	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	23,11	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	63,02	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,18	<	1,00	verificado (0,18)

Pletina trapezoidal paralela al alma del pilar

$\sigma_{\perp} =$	24,34	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	24,34	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	22,93	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	62,82	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,17	<	1,00	verificado (0,17)

Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} =$	6,54	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	6,54	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	4,01	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	14,80	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,04	<	1,00	verificado (0,04)

Rigidizador perpendicular al alma (en la prolongación de las alas del pilar)

$\sigma_{\perp} =$	22,07	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	22,07	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	12,41	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	49,09	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$				
	0,14	<	1,00	verificado (0,14)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN**Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	187	[mm]	Anchura eficaz de la zona de presión debajo de la tabla	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	240	[mm]	Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala	[6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot I_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$		
$k_{13,y} =$	21 [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]
$I_{eff} =$	120 [mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2 [6.2.6.5]
$m =$	121 [mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado [6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot I_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} =$	4 [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]
$L_b =$	246 [mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje [Tabla 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,y} =$	1 [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,63	Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	9477,63 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación [Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	18151,81 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]		
Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$		
$k_{13,z} =$	22 [mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido [Tabla 6.11]
$I_{eff} =$	32 [mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2 [6.2.6.5]
$m =$	8 [mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado [6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot I_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} =$	3320 [mm]	Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción [Tabla 6.11]
$L_b =$	246 [mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje [Tabla 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} =$	1 [mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,05	Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	33890,68 [kN*m]	Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	6667,96 [kN*m]	Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]		

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

TORNILLO DE ANCLAJE CONTRA AL CIZALLAMIENTO

Unión conforme con la Norma Relación 0,81

CAPÍTULO 6

Conclusiones y trabajos futuros

6.1 CONCLUSIONES

En este Trabajo Fin de Grado se han generado modelos estructurales 3D de módulos habitacionales que ha permitido visualizar la obra y simular las condiciones de comportamiento de la estructura modular de este proyecto. Los cálculos se han realizado con el software Robot Structural Analysis Professional 2015.

Se han propuesto dos diseños originales de módulos habitacionales de estructura metálica a la vez que se han propuesto una metodología de diseño y se ha realizado el análisis de los mismos.

Primeramente, se han definido las estructuras mediante un boceto para, posteriormente, elegir el material, los perfiles de las vigas y los pilares. Conforme a la normativa a aplicar (que se había seleccionado previamente), se han introducido los valores característicos de las acciones y definido en detalle las uniones y la cimentación.

Tras un detallado proceso de cálculos y rediseños en las estructuras propuestas y su análisis posterior, se ha verificado que los modelos son aptos para su fabricación, según el Código Técnico de la Edificación vigente: se ha comprobado que los pilares resisten la deformación por pandeo y que son estables; las vigas son lo suficientemente resistentes al alabeo y estables; las uniones reúnen los requisitos de resistencia; y la cimentación presenta las preceptivas zapatas aisladas.

Se ha conseguido que los diseños de los módulos habitacionales propuestos cumplan con las consideraciones de diseño impuestas al comienzo del proyecto. Se proveen de un espacio diáfano amplio, el espacio creado puede tener distintas aplicaciones y, por sus dimensiones y peso, puede ser transportado entero.

La facilidad en el montaje es notable. Se ha reducido al máximo el número de soldaduras necesarias para unir los elementos estructurales y así ahorrar tiempo y dinero como predica la filosofía de la construcción de tipo modular.

Definitivamente, se puede afirmar que ambos diseños de módulos habitacionales aquí expuestos son aptos según la normativa y están adecuados para fabricar.

6.2 TRABAJOS FUTUROS

El presente Trabajo Fin de Grado puede continuar con una serie de trabajos futuros o líneas abiertas para mejorar los diseños propuestos:

- Estudiar la instalación y adaptación de más carpinterías: ventanas, opción de armarios o estanterías, etc.
- Implementar todas las instalaciones posibles aplicables a los dos módulos habitacionales: fontanería, telecomunicaciones, electricidad, climatización, etc...) y su posible integración en un sistema domótico.
- Profundizar en la protección de la estructura, especialmente frente al fuego, la corrosión o agentes atmosféricos.
- Realizar un presupuesto de la instalación completa.
- Estudio de posibles nuevos materiales alternativos para el mismo diseño y comparar posteriormente.
- Estudio de la resistencia de los cerramientos escogidos y del posible apilamiento vertical de los módulos.

CAPÍTULO 7

Bibliografía y referencias web

7.1 BIBLIOGRAFÍA

- [1] Documento Básico SE Seguridad Estructural 2009.
- [2] Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación 2009.
- [3] Documento Básico SE-C Cimientos 2007.
- [4] Documento Básico SE-A Acero 2007.
- [5] Apuntes asignatura “Tipología estructural”. Curso 2014-2015. Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales. Universidad Carlos III de Madrid.
- [6] Apuntes asignatura “Tecnología de Materiales”. Curso 2013-2014. Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales
- [7] Pascual Urbán Brotóns, “Construcción de Estructuras Metálicas”. Editorial Club Universitario 4ª Edición 2009
- [8] Jaime Marco García,” Fundamentos para el cálculo y el diseño de estructuras metálicas de acero laminado”. McGraw-Hill 1997
- [9] Ramon Argüelles Álvarez, “La estructura metálica hoy”. Librería Técnica Bellisco 1987
- [10] Vicente Cudós Samblancat, “Estructuras metálicas. Uniones”. Fundación Escuela de la Edificación 1988

7.2 REFERENCIAS WEB

[1] <http://www.panelsandwich.com/>

Última visita: 6-6-2015

[2] <http://www.modultec.es/>

Última visita: 6-6-2015

[3] <http://www.algeco.es/>

Última visita: 6-6-2015

[4] <http://www.ascem.org/>

Última visita: 6-6-2015

ANEXOS

ANEXO 1

VERIFICACIÓN Y CÁLCULOS DE LOS ELEMENTOS DE ACERO DE LA ESTRUCTURA DEL MÓDULO HABITACIONAL EXTERIOR

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
1 Languero	IPN 280	ACERO	89.77	409.76	0.80	2 EXPL1
2 Viga interior	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.48	2 EXPL1
3 Languero	IPN 280	ACERO	89.77	409.76	0.82	2 EXPL1
4 Viga interior	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.48	2 EXPL1
5 Languero	IPN 160	ACERO	156.28	645.99	0.31	2 EXPL1
6 Languero superior 2	IPN 180	ACERO	138.96	585.55	0.15	2 EXPL1
7 Viga superior	IPN 160	ACERO	39.07	161.50	0.13	2 EXPL1
8 Viga superior	IPN 160	ACERO	39.07	161.50	0.13	2 EXPL1
9 Pilar exterior 1	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.22	2 EXPL1
10 Pilar exterior 2	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.22	2 EXPL1
11 Pilar interior 1	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.21	2 EXPL1
12 Pilar interior 2	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.21	2 EXPL1
17 Viga inferior interior 1	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.65	2 EXPL1
18 Viga inferior interior 2	IPN 100	ACERO	62.44	233.56	0.35	2 EXPL1
19 Viga interior central	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.65	2 EXPL1
20 Pilar central	HEA 100	ACERO	73.98	119.51	0.30	2 EXPL1
21 Viga celosía central	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.03	3 NIEVE1
22 Viga celosía	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.04	3 NIEVE1
23 Viga celosía	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.03	2 EXPL1
24 Viga celosía	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.06	2 EXPL1
25 Viga celosía	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.04	3 NIEVE1
26 Viga celosía	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.03	2 EXPL1
27 Viga celosía	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.06	2 EXPL1

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 1 Larguero inferior 1
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 280

h=28.0 cm
b=11.9 cm
tw=1.0 cm
tf=1.5 cm

Ay=37.85 cm²
Iy=7571.97 cm⁴
Wply=630.40 cm³

Az=29.45 cm²
Iz=363.42 cm⁴
Wplz=103.11 cm³

Ax=61.02 cm²
Ix=45.50 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -0.00 kN
Nt,Rd = 1365.65 kN

My,Ed = -40.41 kN*m
My,pl,Rd = 141.09 kN*m
My,c,Rd = 141.09 kN*m

Mz,Ed = -0.21 kN*m
Mz,pl,Rd = 23.08 kN*m
Mz,c,Rd = 23.08 kN*m

Vy,Ed = -0.09 kN
Vy,pl,T,Rd = 479.28 kN
Vz,Ed = 22.90 kN
Vz,pl,T,Rd = 375.47 kN
Tt,Ed = 0.15 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 45.24 kN*m
Mef,y,Ed = 40.41 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=10.00 m

Mcr = 60.79 kN*m
Lam_LT = 1.56

Curva,LT - b
fi,LT = 1.95

XLT = 0.32

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.34 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.04 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.03 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{ef,y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{y,d1}) = 0.91 < 1.00$ (6.3.4.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 2 Viga inferior corta 1
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 80

h=8.0 cm
b=4.2 cm
tw=0.4 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.21 cm²
Iy=77.63 cm⁴
Wply=22.69 cm³

Az=3.30 cm²
Iz=6.29 cm⁴
Wplz=4.98 cm³

Ax=7.56 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -1.59 kN*m

My,pl,Rd = 5.08 kN*m

My,c,Rd = 5.08 kN*m

Mb,Rd = 3.06 kN*m

Vz,Ed = 3.82 kN

Vz,pl,Rd = 42.62 kN

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00

Lc,low=2.50 m

Mcr = 4.48 kN*m

Lam_LT = 1.09

Curva,LT - a

fi,LT = 1.19

XLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.8.(1))

Vz,Ed/Vz,pl,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.52 < 1.00 (6.3.3.2)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 3 Larguero inferior 2
= 10.00 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 280

h=28.0 cm
b=11.9 cm
tw=1.0 cm
tf=1.5 cm

Ay=37.85 cm²
Iy=7571.97 cm⁴
Wply=630.40 cm³

Az=29.45 cm²
Iz=363.42 cm⁴
Wplz=103.11 cm³

Ax=61.02 cm²
Ix=45.50 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 1365.65 kN
Nb,Rd = 1365.65 kN

My,Ed = -41.14 kN*m
My,pl,Rd = 141.09 kN*m
My,c,Rd = 141.09 kN*m

Mz,Ed = 0.21 kN*m
Mz,pl,Rd = 23.08 kN*m
Mz,c,Rd = 23.08 kN*m

Mb,Rd = 45.24 kN*m

Vy,Ed = -0.09 kN
Vy,pl,T,Rd = 479.39 kN
Vz,Ed = -23.20 kN
Vz,pl,T,Rd = 375.53 kN
Tt,Ed = -0.15 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=10.00 m

Mcr = 60.79 kN*m
Lam_LT = 1.56

Curva,LT - b
fi,LT = 1.95

XLT = 0.32
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.34 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.04 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.03 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.91 < 1.00$ (6.3.3.2)

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.87 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.55 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 4 Viga inferior corta 2
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 80

h=8.0 cm
b=4.2 cm
tw=0.4 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.21 cm²
Iy=77.63 cm⁴
Wply=22.69 cm³

Az=3.30 cm²
Iz=6.29 cm⁴
Wplz=4.98 cm³

Ax=7.56 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -1.59 kN*m

My,pl,Rd = 5.08 kN*m

My,c,Rd = 5.08 kN*m

Mb,Rd = 3.06 kN*m

Vz,Ed = 3.82 kN

Vz,pl,Rd = 42.62 kN

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00

Lc,low=2.50 m

Mcr = 4.48 kN*m

Lam_LT = 1.09

Curva,LT - a

fi,LT = 1.19

XLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.8.(1))

Vz,Ed/Vz,pl,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.52 < 1.00 (6.3.3.2)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 5 Larguero superior 2
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 160

h=16.0 cm
b=7.4 cm
tw=0.6 cm
tf=0.9 cm

Ay=14.71 cm²
Iy=933.56 cm⁴
Wply=135.81 cm³

Az=10.54 cm²
Iz=54.64 cm⁴
Wplz=24.79 cm³

Ax=22.80 cm²
Ix=6.70 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 1.26 kN
Nc,Rd = 510.30 kN
Nb,Rd = 510.30 kN

My,Ed = -2.54 kN*m
My,pl,Rd = 30.40 kN*m
My,c,Rd = 30.40 kN*m

Mz,Ed = -0.01 kN*m
Mz,pl,Rd = 5.55 kN*m
Mz,c,Rd = 5.55 kN*m

Vy,Ed = -0.01 kN
Vy,pl,T,Rd = 190.05 kN
Vz,Ed = 1.52 kN
Vz,pl,T,Rd = 136.12 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 7.03 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=10.00 m

Mcr = 8.92 kN*m
Lam_LT = 1.89

Curva,LT - b
fi,LT = 2.58

XLT = 0.23
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.10 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.36 < 1.00$ (6.3.3.2)

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.35 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.22 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 6 Larguero superior 6
= 10.00 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 180

h=18.0 cm
b=8.2 cm
tw=0.7 cm
tf=1.0 cm

Ay=17.84 cm²
Iy=1443.44 cm⁴
Wply=186.58 cm³

Az=12.97 cm²
Iz=81.29 cm⁴
Wplz=33.32 cm³

Ax=27.87 cm²
Ix=9.80 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 0.76 kN
N_{c,Rd} = 623.78 kN
N_{b,Rd} = 623.78 kN

My_{Ed} = -1.78 kN*m
My_{pl,Rd} = 41.76 kN*m
My_{c,Rd} = 41.76 kN*m

Mz_{Ed} = -0.00 kN*m
Mz_{pl,Rd} = 7.46 kN*m
Mz_{c,Rd} = 7.46 kN*m

Mb_{Rd} = 10.29 kN*m

Vy_{Ed} = 0.00 kN
Vy_{pl,T,Rd} = 230.07 kN
Vz_{Ed} = -1.30 kN
Vz_{pl,T,Rd} = 167.36 kN
Tt_{Ed} = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
L_{c,low} = 10.00 m

M_{cr} = 13.19 kN*m
L_{am_LT} = 1.82

Curva_{LT} - b
fi_{LT} = 2.44

XLT = 0.25
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.05 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$Vy_{Ed}/Vy_{pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{pl,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xy,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xz,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$My_{Ed}/Mb_{Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.2)$$

$$N_{Ed} / (Xy \cdot Ax \cdot f_{yd,1}) + ky \cdot Cm_y \cdot My_{Ed} / (XLT \cdot Wy \cdot f_{yd,1}) + az \cdot kz \cdot Cm_z \cdot Mz_{Ed} / (Wz \cdot f_{yd,1}) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed} / (Xz \cdot Ax \cdot f_{yd,1}) + kyLT \cdot My_{Ed} / (XLT \cdot Wy \cdot f_{yd,1}) + kz \cdot Cm_z \cdot Mz_{Ed} / (Wz \cdot f_{yd,1}) = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 7 Viga superior corta 2
= 1.25 m

PUNTOS: 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 160

h=16.0 cm
b=7.4 cm
tw=0.6 cm
tf=0.9 cm

Ay=14.71 cm²
Iy=933.56 cm⁴
Wply=135.81 cm³

Az=10.54 cm²
Iz=54.64 cm⁴
Wplz=24.79 cm³

Ax=22.80 cm²
Ix=6.70 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 63.90 kN
Nc,Rd = 510.30 kN
Nb,Rd = 510.30 kN

My,Ed = 0.18 kN*m
My,pl,Rd = 30.40 kN*m
My,c,Rd = 30.40 kN*m

Mz,Ed = 0.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 5.55 kN*m
Mz,c,Rd = 5.55 kN*m

Vy,Ed = 0.01 kN
Vy,pl,T,Rd = 190.03 kN
Vz,Ed = 0.00 kN
Vz,pl,T,Rd = 136.11 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 20.03 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,upp=2.50 m

Mcr = 39.10 kN*m
Lam_LT = 0.90

Curva,LT - b
fi,LT = 1.03

XLT = 0.66
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.13 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.13 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.3.3.2)

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.13 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.13 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 8 Viga superior corta 2
= 1.25 m

PUNTOS: 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 160

h=16.0 cm
b=7.4 cm
tw=0.6 cm
tf=0.9 cm

Ay=14.71 cm²
Iy=933.56 cm⁴
Wply=135.81 cm³

Az=10.54 cm²
Iz=54.64 cm⁴
Wplz=24.79 cm³

Ax=22.80 cm²
Ix=6.70 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 63.90 kN
N_{c,Rd} = 510.30 kN
N_{b,Rd} = 510.30 kN

M_{y,Ed} = 0.18 kN*m
M_{y,pl,Rd} = 30.40 kN*m
M_{y,c,Rd} = 30.40 kN*m

M_{z,Ed} = -0.00 kN*m
M_{z,pl,Rd} = 5.55 kN*m
M_{z,c,Rd} = 5.55 kN*m

V_{y,Ed} = -0.01 kN
V_{y,pl,T,Rd} = 190.03 kN
V_{z,Ed} = 0.00 kN
V_{z,pl,T,Rd} = 136.11 kN
T_{t,Ed} = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

M_{b,Rd} = 20.03 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
L_{c,upp} = 2.50 m

M_{cr} = 39.10 kN*m
L_{am,LT} = 0.90

Curva,LT - b
f_{i,LT} = 1.03

X_{LT} = 0.66
k_{yLT} = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.13 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.3.2)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 9 Pilar exterior 1
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm
b=12.0 cm
tw=0.7 cm
tf=1.1 cm

Ay=29.20 cm²
Iy=864.37 cm⁴
Wply=165.22 cm³

Az=10.96 cm²
Iz=317.52 cm⁴
Wplz=80.97 cm³

Ax=34.01 cm²
Ix=14.40 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 78.51 kN
Nc,Rd = 761.09 kN
Nb,Rd = 391.24 kN

My,Ed = 2.54 kN*m
My,pl,Rd = 36.98 kN*m
My,c,Rd = 36.98 kN*m

Mz,Ed = -0.04 kN*m
Mz,pl,Rd = 18.12 kN*m
Mz,c,Rd = 18.12 kN*m

Vy,Ed = -0.04 kN
Vy,pl,T,Rd = 377.23 kN
Vz,Ed = -1.27 kN
Vz,pl,T,Rd = 141.63 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

Ly = 3.00 m
Lk,y = 3.00 m
Lamy = 59.50
Lam_y = 0.63
Xy = 0.82
Cm,y = 0.40
ay = 0.60
ky = 1.05



respecto al eje Z:

Lz = 3.00 m
Lk,z = 3.00 m
Lamz = 98.18
Lam_z = 1.05
Xz = 0.51
Cm,z = 0.40
az = 0.60
kz = 1.30

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.18 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$\lambda_{y,Ed} = 59.50 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 98.18 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ESTABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.16 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + a_y \cdot k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.22 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 10 Pilar exterior 2
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm
b=12.0 cm
tw=0.7 cm
tf=1.1 cm

Ay=29.20 cm²
Iy=864.37 cm⁴
Wply=165.22 cm³

Az=10.96 cm²
Iz=317.52 cm⁴
Wplz=80.97 cm³

Ax=34.01 cm²
Ix=14.40 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 78.51 kN
Nc,Rd = 761.09 kN
Nb,Rd = 391.24 kN

My,Ed = -2.54 kN*m
My,pl,Rd = 36.98 kN*m
My,c,Rd = 36.98 kN*m

Mz,Ed = -0.04 kN*m
Mz,pl,Rd = 18.12 kN*m
Mz,c,Rd = 18.12 kN*m

Vy,Ed = -0.04 kN
Vy,pl,T,Rd = 377.23 kN
Vz,Ed = 1.27 kN
Vz,pl,T,Rd = 141.63 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

Ly = 3.00 m
Lk,y = 3.00 m
Lamy = 59.50
Lam_y = 0.63
Xy = 0.82
Cm,y = 0.40
ay = 0.60
ky = 1.05



respecto al eje Z:

Lz = 3.00 m
Lk,z = 3.00 m
Lamz = 98.18
Lam_z = 1.05
Xz = 0.51
Cm,z = 0.40
az = 0.60
kz = 1.30

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.18 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$\lambda_{y,Ed} = 59.50 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 98.18 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ESTABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.16 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + a_y \cdot k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.22 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 11 Pilar interior 1

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

= 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)

$f_y = 235.00 \text{ MPa}$

$f_{y,d,0} = 223.81 \text{ MPa}$

$f_{y,d,1} = 223.81 \text{ MPa}$

$f_u = 360.00 \text{ MPa}$

$f_{u,d} = 288.00 \text{ MPa}$

$g_{M0} = 1.05$

$g_{M1} = 1.05$

$g_{M2} = 1.25$



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

$h = 12.0 \text{ cm}$

$A_y = 29.20 \text{ cm}^2$

$A_z = 10.96 \text{ cm}^2$

$A_x = 34.01 \text{ cm}^2$

$b = 12.0 \text{ cm}$

$I_y = 864.37 \text{ cm}^4$

$I_z = 317.52 \text{ cm}^4$

$I_x = 14.40 \text{ cm}^4$

$t_w = 0.7 \text{ cm}$

$W_{ply} = 165.22 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 80.97 \text{ cm}^3$

$t_f = 1.1 \text{ cm}$

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = 78.55 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 1.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed} = -0.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,Ed} = -0.02 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 761.09 \text{ kN}$

$M_{y,pl,Rd} = 36.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,pl,Rd} = 18.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,pl,T,Rd} = 377.25 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 391.24 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 36.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,c,Rd} = 18.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = -0.94 \text{ kN}$

$V_{z,pl,T,Rd} = 141.63 \text{ kN}$

$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

$L_y = 3.00 \text{ m}$

$X_y = 0.82$

$L_{k,y} = 3.00 \text{ m}$

$C_{m,y} = 0.40$

$\lambda_{my} = 59.50$

$a_y = 0.60$

$\lambda_{m,y} = 0.63$

$k_y = 1.05$



respecto al eje Z:

$L_z = 3.00 \text{ m}$

$X_z = 0.51$

$L_{k,z} = 3.00 \text{ m}$

$C_{m,z} = 0.50$

$\lambda_{mz} = 98.18$

$a_z = 0.60$

$\lambda_{m,z} = 1.05$

$k_z = 1.30$

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{z,Ed})^2} / f_{y,d,0} = 0.16 < 1.00 \quad (6.1.(2))$

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$

$\tau_{y,Ed} / (f_{y,d,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$

$\tau_{z,Ed} / (f_{y,d,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$

Control de estabilidad global de la barra:

$\lambda_{my} = 59.50 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 98.18 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$

$N_{Ed} / (X_y \cdot A_x \cdot f_{y,d,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{y,d,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{y,d,1}) = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$

$N_{Ed} / (X_z \cdot A_x \cdot f_{y,d,1}) + a_y \cdot k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (W_y \cdot f_{y,d,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{y,d,1}) = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 12 Pilar interior 2
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm
b=12.0 cm
tw=0.7 cm
tf=1.1 cm

Ay=29.20 cm²
Iy=864.37 cm⁴
Wply=165.22 cm³

Az=10.96 cm²
Iz=317.52 cm⁴
Wplz=80.97 cm³

Ax=34.01 cm²
Ix=14.40 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 78.55 kN
Nc,Rd = 761.09 kN
Nb,Rd = 391.24 kN

My,Ed = -1.88 kN*m
My,pl,Rd = 36.98 kN*m
My,c,Rd = 36.98 kN*m

Mz,Ed = -0.05 kN*m
Mz,pl,Rd = 18.12 kN*m
Mz,c,Rd = 18.12 kN*m

Vy,Ed = -0.02 kN
Vy,pl,T,Rd = 377.25 kN
Vz,Ed = 0.94 kN
Vz,pl,T,Rd = 141.63 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

Ly = 3.00 m
Lk,y = 3.00 m
Lamy = 59.50
Lam_y = 0.63
Xy = 0.82
Cm,y = 0.40
ay = 0.60
ky = 1.05



respecto al eje Z:

Lz = 3.00 m
Lk,z = 3.00 m
Lamz = 98.18
Lam_z = 1.05
Xz = 0.51
Cm,z = 0.50
az = 0.60
kz = 1.30

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.16 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$\lambda_{y,Ed} = 59.50 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 98.18 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ESTABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.15 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + a_y \cdot k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.22 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 17 Viga inferior interior 1 **PUNTOS:** 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$
 $f_u = 360.00 \text{ MPa}$
 $g_{M2} = 1.25$

$f_{y,d} = 235.00 \text{ MPa}$
 $f_{u,d} = 288.00 \text{ MPa}$

$f_{y,d,0} = 223.81 \text{ MPa}$
 $g_{M0} = 1.05$

$f_{y,d,1} = 223.81 \text{ MPa}$
 $g_{M1} = 1.05$



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 80

h=8.0 cm $A_y = 5.21 \text{ cm}^2$ $A_z = 3.30 \text{ cm}^2$ $A_x = 7.56 \text{ cm}^2$
b=4.2 cm $I_y = 77.63 \text{ cm}^4$ $I_z = 6.29 \text{ cm}^4$ $I_x = 0.89 \text{ cm}^4$
tw=0.4 cm $W_{ply} = 22.69 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 4.98 \text{ cm}^3$
tf=0.6 cm

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = -0.00 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 2.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 0.01 \text{ kN}$
 $N_{t,Rd} = 169.30 \text{ kN}$ $M_{y,pl,Rd} = 5.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,pl,Rd} = 1.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,pl,T,Rd} = 67.30 \text{ kN}$
 $M_{y,c,Rd} = 5.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 1.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN}$
 $M_{b,Rd} = 3.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,pl,T,Rd} = 42.62 \text{ kN}$
 $M_{ef,y,Ed} = 2.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00 $M_{cr} = 4.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Curva,LT - a $X_{LT} = 0.60$
 $L_{c,upp} = 2.50 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 1.09$ $f_{i,LT} = 1.19$

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.42 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{z,Ed})^2} / f_{y,d,0} = 0.49 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{y,Ed} / (f_{y,d,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{z,Ed} / (f_{y,d,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{ef,y,Ed} / (X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{y,d,1}) + M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{y,d,1}) = 0.70 < 1.00$ (6.3.4.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 18 Viga inferior interior central

PUNTOS: 2

COORDENADA: $x = 0.50 L = 1.25 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)

$f_u = 360.00 \text{ MPa}$

$g_{M2} = 1.25$

$f_y = 235.00 \text{ MPa}$

$f_{ud} = 288.00 \text{ MPa}$

$f_{yd,0} = 223.81 \text{ MPa}$

$g_{M0} = 1.05$

$f_{yd,1} = 223.81 \text{ MPa}$

$g_{M1} = 1.05$



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 100

$h = 10.0 \text{ cm}$

$b = 5.0 \text{ cm}$

$t_w = 0.4 \text{ cm}$

$t_f = 0.7 \text{ cm}$

$A_y = 7.13 \text{ cm}^2$

$I_y = 170.20 \text{ cm}^4$

$W_{ply} = 39.72 \text{ cm}^3$

$A_z = 4.74 \text{ cm}^2$

$I_z = 12.16 \text{ cm}^4$

$W_{plz} = 8.12 \text{ cm}^3$

$A_x = 10.62 \text{ cm}^2$

$I_x = 1.64 \text{ cm}^4$

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = -0.17 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 237.62 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 2.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,pl,Rd} = 8.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,c,Rd} = 8.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{b,Rd} = 5.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ef,y,Ed} = 2.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = 0.39 \text{ kN}$

$V_{z,pl,Rd} = 61.19 \text{ kN}$

SECCION = 1

CLASE DE LA



PARAMETROS DE ALABEO:

$z = 1.00$

$L_{c,upp} = 2.50 \text{ m}$

$M_{cr} = 8.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\lambda_{m,LT} = 1.04$

Curva,LT - a

$\phi_{LT} = 1.13$

$\chi_{LT} = 0.64$

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{ef,y,Ed}/(\chi_{LT} W_y f_{yd,1}) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.4.1.(1))$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 19 Viga inferior interior 2 **PUNTOS:** 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 80

h=8.0 cm
b=4.2 cm
tw=0.4 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.21 cm²
Iy=77.63 cm⁴
Wply=22.69 cm³

Az=3.30 cm²
Iz=6.29 cm⁴
Wplz=4.98 cm³

Ax=7.56 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -0.00 kN
Nt,Rd = 169.30 kN

My,Ed = 2.15 kN*m
My,pl,Rd = 5.08 kN*m
My,c,Rd = 5.08 kN*m

Mz,Ed = -0.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 1.11 kN*m
Mz,c,Rd = 1.11 kN*m

Vy,Ed = -0.01 kN
Vy,pl,T,Rd = 67.30 kN
Vz,Ed = 0.01 kN
Vz,pl,T,Rd = 42.62 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 3.06 kN*m
Mef,y,Ed = 2.15 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,upp=2.50 m

Mcr = 4.48 kN*m
Lam_LT = 1.09

Curva,LT - a
fi,LT = 1.19

XLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.42 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.49 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{ef,y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{y,d1}) = 0.70 < 1.00$ (6.3.4.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 20 Pilar central
0.00 L = 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x =

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 100

h=9.6 cm
b=10.0 cm
tw=0.5 cm
tf=0.8 cm

Ay=18.44 cm²
Iy=349.22 cm⁴
Wply=83.02 cm³

Az=7.56 cm²
Iz=133.81 cm⁴
Wplz=41.14 cm³

Ax=21.24 cm²
Ix=4.69 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -0.20 kN
Nt,Rd = 475.28 kN
kN

Mz,Ed = 1.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 9.21 kN*m

Vy,Ed = 0.35 kN
Vy,pl,Rd = 238.22

Mz,c,Rd = 9.21 kN*m

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.11 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 21 Viga celosía central

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 3 NIEVE1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²
Iy=50.00 cm⁴
Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²
Iz=11.80 cm⁴
Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 0.00 kN
N_{c,Rd} = 176.59 kN
N_{b,Rd} = 176.59 kN

My_{Ed} = -0.09 kN*m
My_{pl,Rd} = 4.19 kN*m
My_{c,Rd} = 4.19 kN*m
Mb_{Rd} = 3.23 kN*m

V_{z,Ed} = 0.11 kN
V_{z,pl,Rd} = 46.19 kN

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
L_{c,low} = 2.50 m

M_{cr} = 6.23 kN*m
L_{am_LT} = 0.84

Curva_{LT} - a
fi_{LT} = 0.92

XLT = 0.77
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.3.2)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 22 Viga celosía
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 3 NIEVE1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²

Iy=50.00 cm⁴

Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²

Iz=11.80 cm⁴

Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²

Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 0.05 kN

Nc,Rd = 176.59 kN

Nb,Rd = 176.59 kN

My,Ed = -0.09 kN*m

My,pl,Rd = 4.19 kN*m

My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mb,Rd = 2.76 kN*m

Mz,Ed = -0.00 kN*m

Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m

Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = 0.00 kN

Vy,pl,T,Rd = 72.80 kN

Vz,Ed = 0.14 kN

Vz,pl,T,Rd = 46.18 kN

Tt,Ed = 0.00 kN*m

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00

Lc,low=3.54 m

Mcr = 4.32 kN*m

Lam_LT = 1.01

Curva,LT - a

fi,LT = 1.09

XLT = 0.66

kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.03 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.3.3.2)

$N_{Ed} / (X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.03 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed} / (X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.02 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 23 Viga celosía
= 1.25 m

PUNTOS: 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)

fu = 360.00 MPa

gM2=1.25

fy = 235.00 MPa

fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa

gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa

gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm

b=4.2 cm

tw=0.5 cm

tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²

Iy=50.00 cm⁴

Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²

Iz=11.80 cm⁴

Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²

Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -0.17 kN

Nt,Rd = 176.59 kN

My,Ed = 0.08 kN*m

My,pl,Rd = 4.19 kN*m

My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mb,Rd = 3.23 kN*m

Mef,y,Ed = 0.07 kN*m

Mz,Ed = -0.00 kN*m

Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m

Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = 0.00 kN

Vy,pl,T,Rd = 72.76 kN

Vz,Ed = -0.00 kN

Vz,pl,T,Rd = 46.16 kN

Tt,Ed = -0.00 kN*m

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00

Lc,upp=2.50 m

Mcr = 6.23 kN*m

Lam_LT = 0.84

Curva,LT - a

fi,LT = 0.92

XLT = 0.77

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.02 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{ef,y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{y,d1}) = 0.02 < 1.00$ (6.3.4.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 24 Viga celosía
= 3.54 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²

Iy=50.00 cm⁴

Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²

Iz=11.80 cm⁴

Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²

Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 0.27 kN

Nc,Rd = 176.59 kN

Nb,Rd = 176.59 kN

My,Ed = -0.14 kN*m

My,pl,Rd = 4.19 kN*m

My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mb,Rd = 2.76 kN*m

Mz,Ed = -0.00 kN*m

Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m

Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = 0.00 kN

Vy,pl,T,Rd = 72.78 kN

Vz,Ed = -0.14 kN

Vz,pl,T,Rd = 46.17 kN

Tt,Ed = -0.00 kN*m

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00

Lc,low=3.54 m

Mcr = 4.32 kN*m

Lam_LT = 1.01

Curva,LT - a

fi,LT = 1.09

XLT = 0.66

kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.04 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.3.3.2)

$N_{Ed} / (X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.05 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed} / (X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.03 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 25 Viga celosía

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

= 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 3 NIEVE1

MATERIAL:

ACERO (S235)

fu = 360.00 MPa

gM2=1.25

fy = 235.00 MPa

fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa

gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa

gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm

b=4.2 cm

tw=0.5 cm

tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²

Iy=50.00 cm⁴

Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²

Iz=11.80 cm⁴

Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²

Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 0.05 kN

N_{c,Rd} = 176.59 kN

N_{b,Rd} = 176.59 kN

My_{Ed} = -0.09 kN*m

My_{pl,Rd} = 4.19 kN*m

My_{c,Rd} = 4.19 kN*m

Mb_{Rd} = 2.76 kN*m

Mz_{Ed} = 0.00 kN*m

Mz_{pl,Rd} = 1.98 kN*m

Mz_{c,Rd} = 1.98 kN*m

Vy_{Ed} = -0.00 kN

Vy_{pl,T,Rd} = 72.80 kN

Vz_{Ed} = 0.14 kN

Vz_{pl,T,Rd} = 46.18 kN

Tt_{Ed} = -0.00 kN*m

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00

Lc,low=3.54 m

Mcr = 4.32 kN*m

Lam_LT = 1.01

Curva,LT - a

fi,LT = 1.09

XLT = 0.66

kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{\text{Sig}_{x,Ed}^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.03 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.3.3.2)

$N_{Ed} / (X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.03 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed} / (X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot L_T \cdot M_{y,Ed} / (X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.02 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 26 Viga celosía
= 1.25 m

PUNTOS: 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)

fu = 360.00 MPa

gM2=1.25

fy = 235.00 MPa

fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa

gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa

gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm

b=4.2 cm

tw=0.5 cm

tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²

Iy=50.00 cm⁴

Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²

Iz=11.80 cm⁴

Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²

Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -0.17 kN

Nt,Rd = 176.59 kN

My,Ed = 0.08 kN*m

My,pl,Rd = 4.19 kN*m

My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mb,Rd = 3.23 kN*m

Mef,y,Ed = 0.07 kN*m

Mz,Ed = 0.00 kN*m

Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m

Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN

Vy,pl,T,Rd = 72.76 kN

Vz,Ed = -0.00 kN

Vz,pl,T,Rd = 46.16 kN

Tt,Ed = 0.00 kN*m

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00

Lc,upp=2.50 m

Mcr = 6.23 kN*m

Lam_LT = 0.84

Curva,LT - a

fi,LT = 0.92

XLT = 0.77

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.02 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{ef,y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{y,d1}) = 0.02 < 1.00$ (6.3.4.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 27 Viga celosía
= 3.54 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 2 EXPL1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²
Iy=50.00 cm⁴
Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²
Iz=11.80 cm⁴
Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 0.27 kN
Nc,Rd = 176.59 kN
Nb,Rd = 176.59 kN

My,Ed = -0.14 kN*m
My,pl,Rd = 4.19 kN*m
My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mz,Ed = 0.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m
Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN
Vy,pl,T,Rd = 72.78 kN
Vz,Ed = -0.14 kN
Vz,pl,T,Rd = 46.17 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 2.76 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=3.54 m

Mcr = 4.32 kN*m
Lam_LT = 1.01

Curva,LT - a
fi,LT = 1.09

XLT = 0.66
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.04 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_{yd,0} / \sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.3.2)$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed} / (W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

ANEXO 2

VERIFICACIÓN Y CÁLCULOS DE LOS ELEMENTOS DE ACERO DE LA ESTRUCTURA DEL MÓDULO HABITACIONAL INTERIOR

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
1 Languero	IPN 280	ACERO	89.77	409.76	0.74 5	Sobrecarga de uso
2 Viga interior 1	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.65 5	Sobrecarga de uso
3 Carguero	IPN 280	ACERO	89.77	409.76	0.74 5	Sobrecarga de uso
4 Viga interior	IPN 80	ACERO	78.04	274.23	0.65 5	Sobrecarga de uso
5 Carguero	IPN 200	ACERO	125.10	535.65	0.80	9 Nieve
6 Languero superior 2	IPN 180	ACERO	138.96	585.55	0.83	9 Nieve
7 Viga superior	IPN 160	ACERO	39.07	161.50	0.17	4 Viento fachada lateral II
8 Viga superior corta 2	IPN 160	ACERO	39.07	161.50	0.17	4 Viento fachada lateral II
9 Pilar exterior 1	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.41	9 Nieve
10 Pilar exterior 2	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.41	9 Nieve
11 Pilar interior 1	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.41	9 Nieve
12 Pilar interior 2	HEB 120	ACERO	59.50	98.18	0.41	9 Nieve
17 Viga interior	IPN 120	ACERO	52.05	203.37	0.68 5	Sobrecarga de uso
18 Viga interior	IPN 140	ACERO	44.63	179.99	0.45 5	Sobrecarga de uso
19 Viga interior central	IPN 120	ACERO	52.05	203.37	0.68 5	Sobrecarga de uso
20 Viga interior	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.37	9 Nieve
21 Vigas superior central	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.53	9 Nieve
22 Viga celosía	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.37	9 Nieve
23 Viga celosía	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.53	9 Nieve
24 Viga celosía	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.39	9 Nieve
25 Viga celosía	UPN 65	ACERO	99.31	204.43	0.37	9 Nieve
26 Viga celosía	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.53	9 Nieve
27 Viga celosía	UPN 65	ACERO	140.45	289.10	0.53	9 Nieve

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 1 Larguero inferior 1
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Sobrecarga de uso

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 280

h=28.0 cm
b=11.9 cm
tw=1.0 cm
tf=1.5 cm

Ay=37.85 cm²
Iy=7571.97 cm⁴
Wply=630.40 cm³

Az=29.45 cm²
Iz=363.42 cm⁴
Wplz=103.11 cm³

Ax=61.02 cm²
Ix=45.50 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -33.69 kN*m
My,pl,Rd = 141.09 kN*m
My,c,Rd = 141.09 kN*m
Mb,Rd = 45.24 kN*m

Vz,Ed = 16.64 kN
Vz,pl,T,Rd = 377.16 kN
Tt,Ed = 0.10 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=10.00 m

Mcr = 60.79 kN*m
Lam_LT = 1.56

Curva,LT - b
fi,LT = 1.95

XLT = 0.32

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.24 < 1.00 (6.2.8.(1))

sqrt(Sig,x,Ed^2 + 3*(Tau,y,Ed+Tau,ty,Ed)^2)/fyd,0 = 0.28 < 1.00 (6.1.(2))

Vz,Ed/Vz,pl,T,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.8.(4))

Tau,ty,Ed/(fyd,0/sqrt(3)) = 0.03 < 1.00 (6.2.8.(4))

Tau,tz,Ed/(fyd,0/sqrt(3)) = 0.02 < 1.00 (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.74 < 1.00 (6.3.3.2)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 2 Viga inferior corta 1
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Sobrecarga de uso

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 80

h=8.0 cm
b=4.2 cm
tw=0.4 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.21 cm²
Iy=77.63 cm⁴
Wply=22.69 cm³

Az=3.30 cm²
Iz=6.29 cm⁴
Wplz=4.98 cm³

Ax=7.56 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -1.98 kN*m
My,pl,Rd = 5.08 kN*m
My,c,Rd = 5.08 kN*m
Mb,Rd = 3.06 kN*m

Vz,Ed = 4.76 kN
Vz,pl,Rd = 42.62 kN

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=2.50 m

Mcr = 4.48 kN*m
Lam_LT = 1.09

Curva,LT - a
fi,LT = 1.19

XLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.39 < 1.00 (6.2.8.(1))

Vz,Ed/Vz,pl,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.65 < 1.00 (6.3.3.2)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 3 Larguero inferior 2
= 10.00 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Sobrecarga de uso

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 280

h=28.0 cm
b=11.9 cm
tw=1.0 cm
tf=1.5 cm

Ay=37.85 cm²
Iy=7571.97 cm⁴
Wply=630.40 cm³

Az=29.45 cm²
Iz=363.42 cm⁴
Wplz=103.11 cm³

Ax=61.02 cm²
Ix=45.50 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -33.69 kN*m
My,pl,Rd = 141.09 kN*m
My,c,Rd = 141.09 kN*m

Mb,Rd = 45.24 kN*m

Vz,Ed = -16.64 kN
Vz,pl,T,Rd = 377.16 kN
Tt,Ed = -0.10 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=10.00 m

Mcr = 60.79 kN*m
Lam_LT = 1.56

Curva,LT - b
fi,LT = 1.95

XLT = 0.32

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.24 < 1.00 (6.2.8.(1))

sqrt(Sig,x,Ed^2 + 3*(Tau,y,Ed+Tau,ty,Ed)^2)/fyd,0 = 0.28 < 1.00 (6.1.(2))

Vz,Ed/Vz,pl,T,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.8.(4))

Tau,ty,Ed/(fyd,0/sqrt(3)) = 0.03 < 1.00 (6.2.8.(4))

Tau,tz,Ed/(fyd,0/sqrt(3)) = 0.02 < 1.00 (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.74 < 1.00 (6.3.3.2)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 4 Viga inferior corta 2
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Sobrecarga de uso

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 80

h=8.0 cm
b=4.2 cm
tw=0.4 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.21 cm²
Iy=77.63 cm⁴
Wply=22.69 cm³

Az=3.30 cm²
Iz=6.29 cm⁴
Wplz=4.98 cm³

Ax=7.56 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -1.98 kN*m

My,pl,Rd = 5.08 kN*m

My,c,Rd = 5.08 kN*m

Mb,Rd = 3.06 kN*m

Vz,Ed = 4.76 kN

Vz,pl,Rd = 42.62 kN

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00

Mcr = 4.48 kN*m

Curva,LT - a

XLT = 0.60

Lc,low=2.50 m

Lam_LT = 1.09

fi,LT = 1.19

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.39 < 1.00 (6.2.8.(1))

Vz,Ed/Vz,pl,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.65 < 1.00 (6.3.3.2)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 5 Larguero superior 2
= 5.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 200

h=20.0 cm
b=9.0 cm
tw=0.8 cm
tf=1.1 cm

Ay=21.26 cm²
Iy=2136.85 cm⁴
Wply=248.52 cm³

Az=15.65 cm²
Iz=116.56 cm⁴
Wplz=43.57 cm³

Ax=33.44 cm²
Ix=13.90 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 4.75 kN
N_{c,Rd} = 748.48 kN
N_{b,Rd} = 748.48 kN

M_{y,Ed} = 11.73 kN*m
M_{y,pl,Rd} = 55.62 kN*m
M_{y,c,Rd} = 55.62 kN*m

M_{z,Ed} = -0.01 kN*m
M_{z,pl,Rd} = 9.75 kN*m
M_{z,c,Rd} = 9.75 kN*m

M_{b,Rd} = 14.57 kN*m

V_{y,Ed} = -0.01 kN
V_{y,pl,T,Rd} = 273.95 kN
V_{z,Ed} = -2.10 kN
V_{z,pl,T,Rd} = 201.77 kN
T_{t,Ed} = 0.01 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
L_{c,upp} = 10.00 m

M_{cr} = 18.85 kN*m
L_{am_LT} = 1.76

Curva,LT - b
fi,LT = 2.31

XLT = 0.26
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.25 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.80 < 1.00 \quad (6.3.3.2)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 6 Larguero superior 6
= 10.00 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 180

h=18.0 cm
b=8.2 cm
tw=0.7 cm
tf=1.0 cm

Ay=17.84 cm²
Iy=1443.44 cm⁴
Wply=186.58 cm³

Az=12.97 cm²
Iz=81.29 cm⁴
Wplz=33.32 cm³

Ax=27.87 cm²
Ix=9.80 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 4.77 kN
N_{c,Rd} = 623.78 kN
N_{b,Rd} = 623.78 kN

My_{Ed} = -8.54 kN*m
My_{pl,Rd} = 41.76 kN*m
My_{c,Rd} = 41.76 kN*m

Mz_{Ed} = -0.01 kN*m
Mz_{pl,Rd} = 7.46 kN*m
Mz_{c,Rd} = 7.46 kN*m

Mb_{Rd} = 10.29 kN*m

Vy_{Ed} = 0.00 kN
Vy_{pl,T,Rd} = 227.63 kN
Vz_{Ed} = -5.48 kN
Vz_{pl,T,Rd} = 166.18 kN
Tt_{Ed} = -0.03 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
L_{c,low} = 10.00 m

M_{cr} = 13.19 kN*m
L_{am_LT} = 1.82

Curva_{LT} - b
fi_{LT} = 2.44

XLT = 0.25
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.25 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$Vy_{Ed}/Vy_{pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{pl,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$My_{Ed}/Mb_{Rd} = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.2)$$

$$N_{Ed}/(Xy \cdot Ax \cdot f_{yd,1}) + ky \cdot Cm_y \cdot My_{Ed}/(XLT \cdot Wy \cdot f_{yd,1}) + az \cdot kz \cdot Cm_z \cdot Mz_{Ed}/(Wz \cdot f_{yd,1}) = 0.80 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed}/(Xz \cdot Ax \cdot f_{yd,1}) + kyLT \cdot My_{Ed}/(XLT \cdot Wy \cdot f_{yd,1}) + kz \cdot Cm_z \cdot Mz_{Ed}/(Wz \cdot f_{yd,1}) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 7 Viga superior corta 2
= 2.50 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 4 Viento fachada lateral1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 160

h=16.0 cm
b=7.4 cm
tw=0.6 cm
tf=0.9 cm

Ay=14.71 cm²
Iy=933.56 cm⁴
Wply=135.81 cm³

Az=10.54 cm²
Iz=54.64 cm⁴
Wplz=24.79 cm³

Ax=22.80 cm²
Ix=6.70 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 65.81 kN
N_{c,Rd} = 510.30 kN
N_{b,Rd} = 510.30 kN

M_{y,Ed} = 0.36 kN*m
M_{y,pl,Rd} = 30.40 kN*m
M_{y,c,Rd} = 30.40 kN*m

M_{z,Ed} = -0.16 kN*m
M_{z,pl,Rd} = 5.55 kN*m
M_{z,c,Rd} = 5.55 kN*m

M_{b,Rd} = 20.03 kN*m

V_{y,Ed} = 0.10 kN
V_{y,pl,T,Rd} = 190.08 kN
V_{z,Ed} = 0.03 kN
V_{z,pl,T,Rd} = 136.14 kN
T_{t,Ed} = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
L_{c,upp} = 2.50 m

M_{cr} = 39.10 kN*m
L_{am_LT} = 0.90

Curva_{LT} - b
f_{i,LT} = 1.03

X_{LT} = 0.66
k_{yLT} = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.14 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.3.2)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 8 Viga superior corta 2
= 2.50 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 4 Viento fachada lateral1

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 160

h=16.0 cm
b=7.4 cm
tw=0.6 cm
tf=0.9 cm

Ay=14.71 cm²
Iy=933.56 cm⁴
Wply=135.81 cm³

Az=10.54 cm²
Iz=54.64 cm⁴
Wplz=24.79 cm³

Ax=22.80 cm²
Ix=6.70 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 65.81 kN
N_{c,Rd} = 510.30 kN
N_{b,Rd} = 510.30 kN

M_{y,Ed} = 0.36 kN*m
M_{y,pl,Rd} = 30.40 kN*m
M_{y,c,Rd} = 30.40 kN*m

M_{z,Ed} = 0.16 kN*m
M_{z,pl,Rd} = 5.55 kN*m
M_{z,c,Rd} = 5.55 kN*m

V_{y,Ed} = -0.10 kN
V_{y,pl,T,Rd} = 190.08 kN
V_{z,Ed} = 0.03 kN
V_{z,pl,T,Rd} = 136.14 kN
T_{t,Ed} = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

M_{b,Rd} = 20.03 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
L_{c,upp} = 2.50 m

M_{cr} = 39.10 kN*m
L_{am,LT} = 0.90

Curva,LT - b
f_{i,LT} = 1.03

X_{LT} = 0.66
k_{yLT} = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.14 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.3.2)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 9 Pilar exterior 1
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm
b=12.0 cm
tw=0.7 cm
tf=1.1 cm

Ay=29.20 cm²
Iy=864.37 cm⁴
Wply=165.22 cm³

Az=10.96 cm²
Iz=317.52 cm⁴
Wplz=80.97 cm³

Ax=34.01 cm²
Ix=14.40 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 84.83 kN
Nc,Rd = 761.09 kN
Nb,Rd = 391.24 kN

My,Ed = 9.50 kN*m
My,pl,Rd = 36.98 kN*m
My,c,Rd = 36.98 kN*m

Mz,Ed = 0.24 kN*m
Mz,pl,Rd = 18.12 kN*m
Mz,c,Rd = 18.12 kN*m

Vy,Ed = 0.11 kN
Vy,pl,T,Rd = 377.21 kN
Vz,Ed = -4.74 kN
Vz,pl,T,Rd = 141.62 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

Ly = 3.00 m
Lk,y = 3.00 m
Lamy = 59.50
Lam_y = 0.63
Xy = 0.82
Cm,y = 0.40
ay = 0.60
ky = 1.06



respecto al eje Z:

Lz = 3.00 m
Lk,z = 3.00 m
Lamz = 98.18
Lam_z = 1.05
Xz = 0.51
Cm,z = 0.45
az = 0.60
kz = 1.32

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.38 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.41 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$\lambda_{y,Ed} = 59.50 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 98.18 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ESTABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.25 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + a_y \cdot k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.29 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 10 Pilar exterior 2
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm
b=12.0 cm
tw=0.7 cm
tf=1.1 cm

Ay=29.20 cm²
Iy=864.37 cm⁴
Wply=165.22 cm³

Az=10.96 cm²
Iz=317.52 cm⁴
Wplz=80.97 cm³

Ax=34.01 cm²
Ix=14.40 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 84.83 kN
N_{c,Rd} = 761.09 kN
N_{b,Rd} = 391.24 kN

My_{Ed} = -9.50 kN*m
My_{pl,Rd} = 36.98 kN*m
My_{c,Rd} = 36.98 kN*m

Mz_{Ed} = 0.24 kN*m
Mz_{pl,Rd} = 18.12 kN*m
Mz_{c,Rd} = 18.12 kN*m

Vy_{Ed} = 0.11 kN
Vy_{pl,T,Rd} = 377.21 kN
Vz_{Ed} = 4.74 kN
Vz_{pl,T,Rd} = 141.62 kN
Tt_{Ed} = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

Ly = 3.00 m
Lk,y = 3.00 m
Lamy = 59.50
Lam_y = 0.63
Xy = 0.82
Cm,y = 0.40
ay = 0.60
ky = 1.06



respecto al eje Z:

Lz = 3.00 m
Lk,z = 3.00 m
Lamz = 98.18
Lam_z = 1.05
Xz = 0.51
Cm,z = 0.45
az = 0.60
kz = 1.32

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.38 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.41 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$\lambda_{y,Ed} = 59.50 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 98.18 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ESTABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.25 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + a_y \cdot k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.29 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 11 Pilar interior 1
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm
b=12.0 cm
tw=0.7 cm
tf=1.1 cm

Ay=29.20 cm²
Iy=864.37 cm⁴
Wply=165.22 cm³

Az=10.96 cm²
Iz=317.52 cm⁴
Wplz=80.97 cm³

Ax=34.01 cm²
Ix=14.40 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 84.64 kN
Nc,Rd = 761.09 kN
Nb,Rd = 391.24 kN

My,Ed = 9.58 kN*m
My,pl,Rd = 36.98 kN*m
My,c,Rd = 36.98 kN*m

Mz,Ed = -0.37 kN*m
Mz,pl,Rd = 18.12 kN*m
Mz,c,Rd = 18.12 kN*m

Vy,Ed = -0.17 kN
Vy,pl,T,Rd = 377.25 kN
Vz,Ed = -4.78 kN
Vz,pl,T,Rd = 141.63 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

Ly = 3.00 m
Lk,y = 3.00 m
Lamy = 59.50
Lam_y = 0.63
Xy = 0.82
Cm,y = 0.40
ay = 0.60
ky = 1.06



respecto al eje Z:

Lz = 3.00 m
Lk,z = 3.00 m
Lamz = 98.18
Lam_z = 1.05
Xz = 0.51
Cm,z = 0.45
az = 0.60
kz = 1.32

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.41 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{y,Ed} = 59.50 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 98.18 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + a_y \cdot k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 12 Pilar interior 2
= 0.00 m

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm
b=12.0 cm
tw=0.7 cm
tf=1.1 cm

Ay=29.20 cm²
Iy=864.37 cm⁴
Wply=165.22 cm³

Az=10.96 cm²
Iz=317.52 cm⁴
Wplz=80.97 cm³

Ax=34.01 cm²
Ix=14.40 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 84.64 kN
Nc,Rd = 761.09 kN
Nb,Rd = 391.24 kN

My,Ed = -9.58 kN*m
My,pl,Rd = 36.98 kN*m
My,c,Rd = 36.98 kN*m

Mz,Ed = -0.37 kN*m
Mz,pl,Rd = 18.12 kN*m
Mz,c,Rd = 18.12 kN*m

Vy,Ed = -0.17 kN
Vy,pl,T,Rd = 377.25 kN
Vz,Ed = 4.78 kN
Vz,pl,T,Rd = 141.63 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

Ly = 3.00 m
Lk,y = 3.00 m
Lamy = 59.50
Lam_y = 0.63
Xy = 0.82
Cm,y = 0.40
ay = 0.60
ky = 1.06



respecto al eje Z:

Lz = 3.00 m
Lk,z = 3.00 m
Lamz = 98.18
Lam_z = 1.05
Xz = 0.51
Cm,z = 0.45
az = 0.60
kz = 1.32

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.39 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.41 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$\lambda_{y,Ed} = 59.50 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 98.18 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ESTABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.25 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + a_y \cdot k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.29 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.*

TIPO DE ANÁLISIS: *Verificación de las barras*

GRUPO:

BARRA: 17 Viga inferior interior 1 PUNTOS: 2
0.50 L = 1.25 m

COORDENADA: x =

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Sobrecarga de uso

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 120

h=12.0 cm
b=5.8 cm
tw=0.5 cm
tf=0.8 cm

Ay=9.36 cm²
Iy=326.93 cm⁴
Wply=63.50 cm³

Az=6.42 cm²
Iz=21.42 cm⁴
Wplz=12.36 cm³

Ax=14.17 cm²
Ix=2.78 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 5.80 kN*m
My,pl,Rd = 14.21 kN*m
My,c,Rd = 14.21 kN*m
Mb,Rd = 8.53 kN*m

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,upp=2.50 m

Mcr = 15.07 kN*m
Lam_LT = 0.99

Curva,LT - b
fi,LT = 1.13

XLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.41 < 1.00 (6.2.8.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.68 < 1.00 (6.3.3.2)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.*

TIPO DE ANÁLISIS: *Verificación de las barras*

GRUPO:

BARRA: 18 Viga inferior interior central

PUNTOS: 2

COORDENADA: $x = 0.50 L = 1.25 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Sobrecarga de uso

MATERIAL:

ACERO (S235)

$f_y = 235.00 \text{ MPa}$

$f_{yd,0} = 223.81 \text{ MPa}$

$f_{yd,1} = 223.81 \text{ MPa}$

$f_u = 360.00 \text{ MPa}$

$f_{ud} = 288.00 \text{ MPa}$

$g_{M0} = 1.05$

$g_{M1} = 1.05$

$g_{M2} = 1.25$



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 140

$h = 14.0 \text{ cm}$

$A_y = 11.89 \text{ cm}^2$

$A_z = 8.36 \text{ cm}^2$

$A_x = 18.24 \text{ cm}^2$

$b = 6.6 \text{ cm}$

$I_y = 572.14 \text{ cm}^4$

$I_z = 35.18 \text{ cm}^4$

$I_x = 4.40 \text{ cm}^4$

$t_w = 0.6 \text{ cm}$

$W_{ply} = 95.17 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 17.87 \text{ cm}^3$

$t_f = 0.9 \text{ cm}$

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$M_{y,Ed} = 6.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,pl,Rd} = 21.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,c,Rd} = 21.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{b,Rd} = 13.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 24.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Curva,LT - b

$X_{LT} = 0.63$

$L_{c,upp} = 2.50 \text{ m}$

$\lambda_{m,LT} = 0.95$

$\phi_{LT} = 1.08$

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.8.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.45 < 1.00$ (6.3.3.2)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.*

TIPO DE ANÁLISIS: *Verificación de las barras*

GRUPO:

BARRA: 19 Viga inferior interior 2 PUNTOS: 2
0.50 L = 1.25 m

COORDENADA: x =

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Sobrecarga de uso

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: IPN 120

h=12.0 cm
b=5.8 cm
tw=0.5 cm
tf=0.8 cm

Ay=9.36 cm²
Iy=326.93 cm⁴
Wply=63.50 cm³

Az=6.42 cm²
Iz=21.42 cm⁴
Wplz=12.36 cm³

Ax=14.17 cm²
Ix=2.78 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 5.80 kN*m
My,pl,Rd = 14.21 kN*m
My,c,Rd = 14.21 kN*m
Mb,Rd = 8.53 kN*m

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,upp=2.50 m

Mcr = 15.07 kN*m
Lam_LT = 0.99

Curva,LT - b
fi,LT = 1.13

XLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.41 < 1.00 (6.2.8.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.68 < 1.00 (6.3.3.2)

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: [SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: [Verificación de las barras](#)

GRUPO:

BARRA: 21 Vigasuperiorcentral PUNTOS: 2
0.50 L = 1.25 m

COORDENADA: x =

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²
Iy=50.00 cm⁴
Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²
Iz=11.80 cm⁴
Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -0.00 kN

My,Ed = 1.26 kN*m

Nt,Rd = 176.59 kN

My,pl,Rd = 4.19 kN*m

My,c,Rd = 4.19 kN*m

Vz,Ed = 0.08 kN

Vz,pl,Rd = 46.19 kN

CLASE DE LA

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 22 Viga celosía
= 1.77 m

PUNTOS: 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²
Iy=50.00 cm⁴
Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²
Iz=11.80 cm⁴
Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -0.02 kN
Nt,Rd = 176.59 kN

My,Ed = 1.07 kN*m
My,pl,Rd = 4.19 kN*m
My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mz,Ed = -0.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m
Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN
Vy,pl,T,Rd = 72.36 kN
Vz,Ed = -0.03 kN
Vz,pl,T,Rd = 45.93 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 2.76 kN*m
Mef,y,Ed = 1.07 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,upp=3.54 m

Mcr = 4.32 kN*m
Lam_LT = 1.01

Curva,LT - a
fi,LT = 1.09

XLT = 0.66

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.31 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{ef,y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{y,d1}) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.4.1.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 23 Viga celosía
= 1.25 m

PUNTOS: 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²
Iy=50.00 cm⁴
Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²
Iz=11.80 cm⁴
Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 176.59 kN
Nb,Rd = 176.59 kN

My,Ed = 1.19 kN*m
My,pl,Rd = 4.19 kN*m
My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mz,Ed = -0.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m
Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = 0.00 kN
Vy,pl,T,Rd = 72.78 kN
Vz,Ed = -0.10 kN
Vz,pl,T,Rd = 46.17 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 3.23 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,upp=2.50 m

Mcr = 6.23 kN*m
Lam_LT = 0.84

Curva,LT - a
fi,LT = 0.92

XLT = 0.77
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{z,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.34 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{y,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{z,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.37 < 1.00$ (6.3.3.2)

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.35 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.22 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 24 Viga celosía
= 3.54 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²
Iy=50.00 cm⁴
Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²
Iz=11.80 cm⁴
Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N_{Ed} = 0.03 kN
N_{c,Rd} = 176.59 kN
N_{b,Rd} = 176.59 kN

My_{Ed} = -1.47 kN*m
My_{pl,Rd} = 4.19 kN*m
My_{c,Rd} = 4.19 kN*m

Mz_{Ed} = -0.00 kN*m
Mz_{pl,Rd} = 1.98 kN*m
Mz_{c,Rd} = 1.98 kN*m

Vy_{Ed} = 0.00 kN
Vy_{pl,T,Rd} = 72.50 kN
Vz_{Ed} = -2.06 kN
Vz_{pl,T,Rd} = 46.01 kN
Tt_{Ed} = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb_{Rd} = 2.76 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=3.54 m

Mcr = 4.32 kN*m
Lam_LT = 1.01

Curva,LT - a
fi,LT = 1.09

XLT = 0.66
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.43 < 1.00 \quad (6.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.8.(4))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.3.2)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.4.2.(1))$$

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 25 Viga celosía
= 1.77 m

PUNTOS: 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²
Iy=50.00 cm⁴
Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²
Iz=11.80 cm⁴
Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -0.02 kN
Nt,Rd = 176.59 kN

My,Ed = 1.07 kN*m
My,pl,Rd = 4.19 kN*m
My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mz,Ed = 0.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m
Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = 0.00 kN
Vy,pl,T,Rd = 72.36 kN
Vz,Ed = -0.03 kN
Vz,pl,T,Rd = 45.93 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 2.76 kN*m
Mef,y,Ed = 1.07 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,upp=3.54 m

Mcr = 4.32 kN*m
Lam_LT = 1.01

Curva,LT - a
fi,LT = 1.09

XLT = 0.66

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.31 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xy,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{xz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{ef,y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{y,d1}) = 0.39 < 1.00$ (6.3.4.1.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 26 Viga celosía
= 1.25 m

PUNTOS: 2

COORDENADA: x = 0.50 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²
Iy=50.00 cm⁴
Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²
Iz=11.80 cm⁴
Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 176.59 kN
Nb,Rd = 176.59 kN

My,Ed = 1.19 kN*m
My,pl,Rd = 4.19 kN*m
My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mz,Ed = 0.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m
Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN
Vy,pl,T,Rd = 72.78 kN
Vz,Ed = -0.10 kN
Vz,pl,T,Rd = 46.17 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 3.23 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,upp=2.50 m

Mcr = 6.23 kN*m
Lam_LT = 0.84

Curva,LT - a
fi,LT = 0.92

XLT = 0.77
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.34 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{ty,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{tz,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.37 < 1.00$ (6.3.3.2)

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.35 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.22 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: SE-A: 2006, Documento Básico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 27 Viga celosía
= 3.54 m

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 9 Nieve

MATERIAL:

ACERO (S235)
fu = 360.00 MPa
gM2=1.25

fy = 235.00 MPa
fud = 288.00 MPa

fyd,0 = 223.81 MPa
gM0=1.05

fyd,1 = 223.81 MPa
gM1=1.05



PARAMETROS DE LA SECCION: UPN 65

h=6.5 cm
b=4.2 cm
tw=0.5 cm
tf=0.6 cm

Ay=5.63 cm²
Iy=50.00 cm⁴
Wply=18.73 cm³

Az=3.58 cm²
Iz=11.80 cm⁴
Wplz=8.84 cm³

Ax=7.89 cm²
Ix=0.89 cm⁴

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 0.03 kN
Nc,Rd = 176.59 kN
Nb,Rd = 176.59 kN

My,Ed = -1.47 kN*m
My,pl,Rd = 4.19 kN*m
My,c,Rd = 4.19 kN*m

Mz,Ed = 0.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 1.98 kN*m
Mz,c,Rd = 1.98 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN
Vy,pl,T,Rd = 72.50 kN
Vz,Ed = -2.06 kN
Vz,pl,T,Rd = 46.01 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA

Mb,Rd = 2.76 kN*m

SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00
Lc,low=3.54 m

Mcr = 4.32 kN*m
Lam_LT = 1.01

Curva,LT - a
fi,LT = 1.09

XLT = 0.66
kyLT = 0.60

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:



respecto al eje Z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.35 < 1.00$ (6.2.8.(1))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{z,Ed})^2} / f_{yd,0} = 0.43 < 1.00$ (6.1.(2))

$V_{y,Ed}/V_{y,pl,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,T,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{y,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.8.(4))

$\tau_{z,Ed}/(f_{yd,0}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.8.(4))

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.53 < 1.00$ (6.3.3.2)

$N_{Ed}/(X_y \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_y \cdot C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + a_z \cdot k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.51 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

$N_{Ed}/(X_z \cdot A_x \cdot f_{yd,1}) + k_{yLT} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) + k_z \cdot C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}/(W_z \cdot f_{yd,1}) = 0.32 < 1.00$ (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

ANEXO 3

**TENSIONES MÁXIMAS OBTENIDAS DE LOS CÁLCULOS DE
LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ESTRUCTURA DEL
MÓDULO HABITACIONAL EXTERIOR**

	S max (MPa)	S min (MPa)	S max(My) (MPa)	S max(Mz) (MPa)	S min(My) (MPa)	S min(Mz) (MPa)
MAX	82,07	27,58	82,07	51,07	0,00	0,00
Barra	2	8	2	20	20	18
Nudo	2	6	2	19	19	20
Caso	2	1	2	14	9	12

ANEXO 4

**TENSIONES MÁXIMAS OBTENIDAS DE LOS CÁLCULOS DE
LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ESTRUCTURA DEL
MÓDULO HABITACIONAL INTERIOR**

	S max (MPa)	S min (MPa)	S max(My) (MPa)	S max(Mz) (MPa)	S min(My) (MPa)	S min(Mz) (MPa)
MAX	102,19	27,03	102,19	51,52	0,0	0,00
Barra	2	7	2	1	13	21
Nudo	3	5	3	1	7	19
Caso	5	1	5	4	1	3

ANEXO 5

**DEFORMACIONES MÁXIMAS OBTENIDAS DE LOS
CÁLCULOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA
ESTRUCTURA DEL MÓDULO HABITACIONAL EXTERIOR**

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	0,0	0,2	0,1
Barra	5	1	12
Caso	14	14	14
MIN	-0,0	-0,2	-1,3
Barra	9	3	6
Caso	14	14	14

ANEXO 6

**DEFORMACIONES MÁXIMAS OBTENIDAS DE LOS
CÁLCULOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA
ESTRUCTURA DEL MÓDULO HABITACIONAL INTERIOR**

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	0,0	1,1	0,2
Barra	5	1	10
Caso	6	4	9
MIN	-0,0	-1,1	-2,5
Barra	5	3	5
Caso	4	4	9

ANEXO 7

EJEMPLO DE VERIFICACIÓN Y CÁLCULO DE UNA UNIÓN DEL MÓDULO HABITACIONAL EXTERIOR



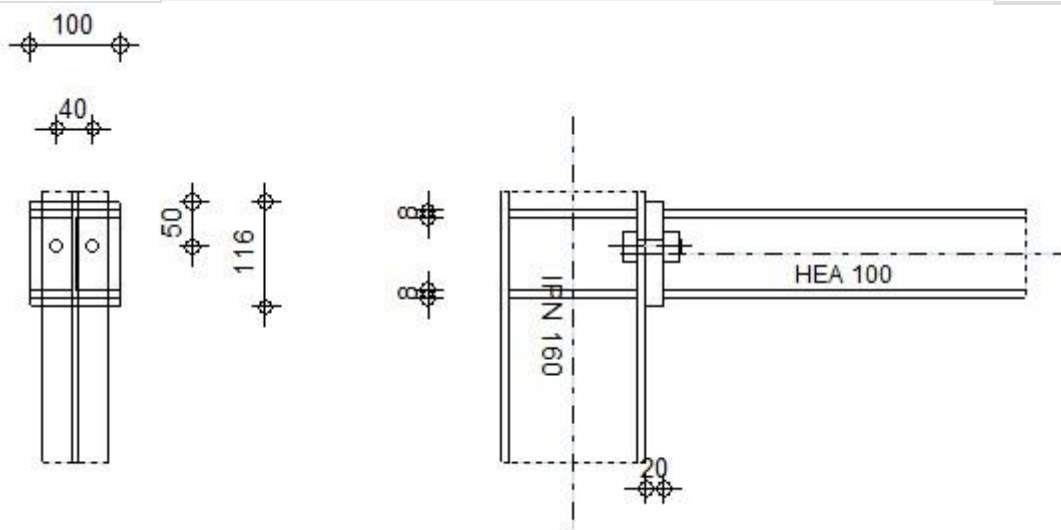
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Relación
0,10



GENERAL

Unión N.º: 10
Nombre de la unión: Pilar-viga
Nudo de la estructura: 19
Barras de la estructura: 5, 20

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPN 160
Barra N.º: 5
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_c = 160$ [mm] Altura de la sección del pilar
 $b_{fc} = 74$ [mm] Anchura de la sección del pilar
 $t_{wc} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar
 $t_{fc} = 10$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar
 $r_c = 6$ [mm] Radio del arredondeado de la sección del pilar
 $A_c = 22,80$ [cm²] Área de la sección del pilar
 $I_{xc} = 933,56$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar
Material: ACERO
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: HEA 100
Barra N.º: 20
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_b = 96$ [mm] Altura de la sección de la viga
 $b_f = 100$ [mm] Anchura de la sección de la viga
 $t_{wb} = 5$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_{fb} = 8$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_b = 12$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga
 $r_b = 12$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga
 $A_b = 21,24$ [cm²] Área de la sección de la viga
 $I_{xb} = 349,23$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga
Material: ACERO
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

$d =$	16	[mm]	Diámetro del tornillo
Clase =	10.9		Clase del tornillo
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Resistencia de tornillo a la tracción
$n_h =$	2		Número de columnas de tornillos
$n_v =$	1		Número de líneas de tornillos
$h_1 =$	50	[mm]	Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la pletina de tope
Separación horizontal $e_i =$	40	[mm]	
Separación vertical $p_i =$		[mm]	

PLETINA

$h_p =$	116	[mm]	Altura de la pletina
$b_p =$	100	[mm]	Anchura de la pletina
$t_p =$	20	[mm]	Espesor de la pletina
Material:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

$h_{su} =$	141	[mm]	Altura del rigidizador
$b_{su} =$	34	[mm]	Anchura del rigidizador
$t_{hu} =$	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Resistencia

Inferior

$h_{sd} =$	141	[mm]	Altura del rigidizador
$b_{sd} =$	34	[mm]	Anchura del rigidizador
$t_{hd} =$	8	[mm]	Espesor del rigidizador
Material:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$a_w =$	4	[mm]	Soldadura del alma
$a_f =$	6	[mm]	Soldadura del ala
$a_s =$	4	[mm]	Soldadura del rigidizador

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: 6: Viento3

$M_{b1,Ed} =$	-0,35	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed} =$	-0,23	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga derecha
$N_{b1,Ed} =$	-0,65	[kN]	Esfuerzo axial en la viga derecha
$M_{c1,Ed} =$	-0,17	[kN*m]	Momento flector en el pilar inferior
$V_{c1,Ed} =$	0,43	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar inferior
$N_{c1,Ed} =$	0,83	[kN]	Esfuerzo axial en el pilar inferior
$M_{c2,Ed} =$	0,18	[kN*m]	Momento flector en el pilar superior
$V_{c2,Ed} =$	0,22	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar superior
$N_{c2,Ed} =$	0,60	[kN]	Esfuerzo axial en el pilar superior

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

COMPRESIÓN

$A_b =$	21,24	[cm ²]	Área de sección	EN1993-1-1:[6.2.4]
---------	-------	--------------------	-----------------	--------------------

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 499,05 \text{ [kN]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección a la compresión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

CIZALLAMIENTO

$$A_{vb} = 7,56 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 102,52 \text{ [kN]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección al cortante} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

FLEXIÓN - MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$$W_{plb} = 83,02 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Coeficiente plástico de la sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 19,51 \text{ [kN*m]} \text{ Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLETINA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$$W_{pl} = 83,02 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Coeficiente plástico de la sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 19,51 \text{ [kN*m]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$$M_{cb,Rd} = 19,51 \text{ [kN*m]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 88 \text{ [mm]} \text{ Distancia entre los centros de gravedad de las alas} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 221,70 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del ala comprimida y del alma} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTENCIAS DEL PILAR

PANEL DEL ALMA EN CORTANTE

$$M_{b1,Ed} = -0,35 \text{ [kN*m]} \text{ Momento flector en la viga derecha} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \text{ Momento flector en la viga izquierda} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 0,43 \text{ [kN]} \text{ Esfuerzo cortante en el pilar inferior} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,22 \text{ [kN]} \text{ Esfuerzo cortante en el pilar superior} \quad [5.3.(3)]$$

$$Z = 36 \text{ [mm]} \text{ Brazo de palanca} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = -9,74 \text{ [kN]} \text{ Esfuerzo cortante en el panel del alma} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 10,54 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área del alma del pilar en cortante} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 10,54 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 88 \text{ [mm]} \text{ Distancia entre los centros de gravedad de los rigidizadores} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 0,39 \text{ [kN*m]} \text{ Resistencia plástica del ala del pilar en flexión} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,28 \text{ [kN*m]} \text{ Resistencia plástica del rigidizador transversal superior en flexión} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stl,Rd} = 0,28 \text{ [kN*m]} \text{ Resistencia plástica del rigidizador transversal inferior en flexión} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 143,90 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del panel del alma del pilar en cortante} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,07)$$

ALMA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA

Presión:

$$t_{wc} = 6 \text{ [mm]} \text{ Espesor eficaz del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 125 \text{ [mm]} \text{ Anchura eficaz del alma en compresión} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 10,54 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,76 \text{ Coeficiente de reducción para la interacción con el cortante} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,95 \text{ [MPa]} \text{ Tensión de compresión máxima en el alma} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coeficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 5,42 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área del rigidizador del alma} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 268,44 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Pandeo:

$$d_{wc} = 128 \text{ [mm]} \quad \text{Altura del alma comprimida} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,63 \quad \text{Esbeltez del elemento de tipo pletina} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \quad \text{Coeficiente de reducción en pandeo} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 5,75 \quad \text{Esbeltez del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coeficiente de pandeo del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 268,44 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Resistencia final:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 268,44 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ALMA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA SUPERIOR DE LA VIGA

Presión:

$$t_{wc} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Espesor eficaz del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 125 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura eficaz del alma en compresión} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 10,54 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,76 \quad \text{Coeficiente de reducción para la interacción con el cortante} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,95 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión de compresión máxima en el alma} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coeficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 5,42 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área del rigidizador del alma} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 268,44 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Pandeo:

$$d_{wc} = 128 \text{ [mm]} \quad \text{Altura del alma comprimida} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,63 \quad \text{Esbeltez del elemento de tipo pletina} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \quad \text{Coeficiente de reducción en pandeo} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 5,75 \quad \text{Esbeltez del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coeficiente de pandeo del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 268,44 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Resistencia final:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 268,44 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - ALA DEL PILAR

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	12	-	17	-	100	74	70	70	70	137	86	86	86

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLETINA DE TOPE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	13	-	30	-	100	82	90	82	90	141	95	95	95

m – Distancia entre le tornillo y el alma

m_x – Distancia entre le tornillo y el ala

e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior

e_x – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal

p – Distancia entre tornillos

l_{eff,cp} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1

l_{eff,2} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

l_{eff,cp,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción

- m – Distancia entre le tornillo y el alma
 $l_{eff,1,g}$ – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1
 $l_{eff,2,g}$ – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 499,05 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión a la compresión} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

$$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 123,77 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión
 $F_{t,wc,Rd}$ – resistencia del alma del pilar en tracción
 $F_{t,ep,Rd}$ – resistencia de la pletina doblada en flexión
 $F_{t,wb,Rd}$ – resistencia del alma en compresión

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t1,Rd,comp}$	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	93,67	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(1)} = 125,94$	125,94	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(1)} = 93,67$	93,67	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Pletina de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(1)} = 95,79$	95,79	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 247,55$	247,55	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta = 143,90$	143,90	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} = 268,44$	268,44	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} = 221,70$	221,70	Ala de la viga - compresión

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	36	93,67	125,94	93,67	226,08	95,79	226,08	247,55

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 3,37 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,10)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 96,51 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo al cortante} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 61,77 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo intermedio a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 41,34 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo extremo a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-0,65	93,67	9,63	8,98	123,55

$F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple
 $F_{tj,Ed,N}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial
 $F_{tj,Rd,M}$ – Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple
 $F_{tj,Ed,M}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento
 $F_{tj,Ed}$ – Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillo
 $F_{vj,Rd}$ – Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd} , n_h F_{b,Rd})$$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$	[Tabla 3.4]
$V_{j,Rd} = 123,55$ [kN] Resistencia de la unión al cortante	[Tabla 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$ verificado (0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$A_w = 25,00$ [cm ²] Área de superficie de todas las soldaduras	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 20,52$ [cm ²] Área de superficie de las soldaduras horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 4,48$ [cm ²] Área de superficie de las soldaduras verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 441,08$ [cm ⁴] Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -3,10$ [MPa] Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -1,82$ [MPa] Tensiones en la soldadura vertical	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = -0,51$ [MPa] Tensión tangente	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,80$ Coeficiente de correlación	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$6,19 < 360,00$ verificado (0,02)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$3,74 < 360,00$ verificado (0,01)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$3,10 < 259,20$ verificado (0,01)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$t_{wash} = 4$ [mm] Espesor de la arandela	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} = 12$ [mm] Altura de la cabeza del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 16$ [mm] Altura de la rosca del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 52$ [mm] Longitud del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} = 5$ [mm] Coeficiente de rigidez de los tornillos	[6.3.2.(1)]

RIGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Suma	0,52	1,86
1	36	2	33	269	1	0,52	1,86

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_1^5 (1 / k_{i,j}))$	[6.3.3.1.(2)]
$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$	
$z_{eq} = 36$ [mm] Brazo de fuerzas equivalente	[6.3.3.1.(3)]
$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$	
$k_{eq} = 1$ [mm] Coeficiente de rigidez equivalente del sistema de tornillos	[6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} = 10,54$ [cm ²] Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta = 1,00$ Parámetro de la transformación	[5.3.(7)]
$z = 36$ [mm] Brazo de palanca	[6.2.5]
$k_1 = 11$ [mm] Coeficiente de rigidez del panel del alma del pilar	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$ Coeficiente de rigidez del alma comprimida del pilar	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_3 + 1 / k_4 + 1 / k_5 + 1 / k_{10})$	[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 836,40$ [kN*m] Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$ Coeficiente de rigidez de la unión	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$	[6.3.1.(4)]
$S_j = 836,40$ [kN*m] Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig} = 1955,66$ [kN*m] Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 122,23$ [kN*m] Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RÍGIDA	

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DEL PILAR EN TRACCIÓN

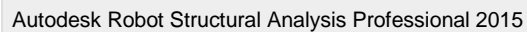
NOTAS

En el alma, distancia tornillos - borde demasiado pequeña	18 [mm] < 22 [mm]
---	-----------------------

Unión conforme con la Norma Relación 0,10

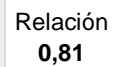
ANEXO 8

EJEMPLO Y VERIFICACIÓN Y CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN DEL MÓDULO HABITACIONAL EXTERIOR



Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design

Guide: Design of fastenings in concrete



Unión N.º: 17

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 2

Barras de la estructura: 12

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: HEB 120

Barra N.º: 12

$L_c = 3,00$ [m] Longitud del pilar
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_c = 120$ [mm] Altura de la sección del pilar
 $b_{fc} = 120$ [mm] Anchura de la sección del pilar
 $t_{wc} = 7$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar
 $t_{fc} = 11$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar
 $r_c = 12$ [mm] Radio del arrendondeado de la sección del pilar
 $A_c = 34,01$ [cm²] Area de la sección del pilar
 $I_{yc} = 864,37$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar
 Material: ACERO
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Resistencia
 $f_{uc} = 360,00$ [MPa] Límite de resistencia del material

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 440$ [mm] Longitud
 $b_{pd} = 240$ [mm] Anchura
 $t_{pd} = 50$ [mm] Espesor
 Material: S 235
 $f_{ypd} = 215,00$ [MPa] Resistencia
 $f_{upd} = 360,00$ [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 5.8 Clase de anclajes
 $f_{yb} = 400,00$ [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
 $f_{ub} = 500,00$ [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
 $d = 16$ [mm] Diámetro del tornillo
 $A_s = 1,57$ [cm²] Area de la sección eficaz del tornillo
 $A_v = 2,01$ [cm²] Area de la sección del tornillo
 $n_H = 3$ Número de columnas de tornillos
 $n_V = 3$ Número de líneas de tornillos

Separación horizontal $e_{Hi} = 190$ [mm]

Separación vertical $e_{Vi} = 70$ [mm]

Dimensiones de los anclajes

$L_1 = 50$ [mm]

$L_2 = 500$ [mm]

$L_3 = 80$ [mm]

$L_4 = 65$ [mm]

Plaqueta

$l_{wd} = 40$ [mm] Longitud

$b_{wd} = 50$ [mm] Anchura

$t_{wd} = 10$ [mm] Espesor

CHAVETA

Perfil: X

$l_w = 200$ [mm] Longitud

$b_w = 64$ [mm] Anchura

$t_w = 6$ [mm] Espesor

Material: S 235

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR

$l_s = 240$ [mm] Longitud

$w_s = 240$ [mm] Anchura

$h_s = 120$ [mm] Altura

$t_s = 10$ [mm] Espesor

$d_1 = 20$ [mm] Entalla

$d_2 = 20$ [mm] Entalla

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
$\gamma_C =$	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

$L =$	1000	[mm]	Longitud de la cimentación
$B =$	1000	[mm]	Anchura de la cimentación
$H =$	700	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase	H-200	
$f_{ck} =$	20,00 [MPa]	Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

$t_g =$	50	[mm]	Espesor de la capa de arena
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

SOLDADURAS

$a_p =$	8	[mm]	Pletina principal del pie del pilar
$a_w =$	8	[mm]	Chaveta
$a_s =$	10	[mm]	Rigidizadores

CARGAS

Caso: 2: EXPL1

$N_{j,Ed} =$	-29,32	[kN]	Esfuerzo axial
$V_{j,Ed,y} =$	64,02	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z} =$	-0,93	[kN]	Esfuerzo cortante
$M_{j,Ed,y} =$	-39,47	[kN*m]	Momento flector
$M_{j,Ed,z} =$	1,73	[kN*m]	Momento flector

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

$f_{cd} = 13,33$ [MPa]	Resistencia de cálculo a la compresión	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 23,21$ [MPa]	Resistencia de cálculo a la presión debajo de la pletina de base	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 88$ [mm]	Anchura adicional de la zona de presión	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 187$ [mm]	Anchura eficaz de la zona de presión debajo de la tabla	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 240$ [mm]	Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 448,12$ [cm ²]	Superficie de contacto entre la pletina de base y la cimentación	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 4033,12$ [cm ²]	Área de cálculo máxima de la distribución de la carga	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 1792,50$ [kN]	Resistencia del hormigón a la presión	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coeficiente de reducción para la compresión	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 26,67$ [MPa]	Resistencia de cálculo a la presión	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 997,72$ [cm ²]	Área de presión en compresión	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 498,86$ [cm ²]	Área de presión en flexión My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 498,86$ [cm ²]	Área de presión en flexión Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 2660,60$ [kN]	Resistencia del hormigón a la presión en compresión	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 1330,30$ [kN]	Resistencia del hormigón a la presión en flexión My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 1330,30$ [kN]	Resistencia del hormigón a la presión en flexión Mz	[6.2.8.3.(1)]
ALA Y ALMA DEL PILAR EN COMPRESIÓN		
$CL = 1,00$	Clase de sección	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 673,72$ [cm ³]	Coeficiente plástico de la sección	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 158,32$ [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 208$ [mm]	Distancia entre los centros de gravedad de las alas	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 761,69$ [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 650,97$ [cm ³]	Coeficiente plástico de la sección	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 152,98$ [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]

$W_{pl,z} = 650,97 \text{ [cm}^3\text{]}$ Coeficiente plástico de la sección EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$h_{f,z} = 120 \text{ [mm]}$ Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 1274,82 \text{ [kN]}$ Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 2660,60 \text{ [kN]}$ Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 761,69 \text{ [kN]}$ Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{C,Rd,z} = 1274,82 \text{ [kN]}$ Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida [6.2.8.3]

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$A_b = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]}$ 'Area efectivo del tornillo [Tabla 3.4]

$f_{ub} = 500,00 \text{ [MPa]}$ Resistencia del material del tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$\beta = 0,95$ coeficiente de reducción de la resistencia del tornillo [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 53,69 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 400,00 \text{ [MPa]}$ Límite de plasticidad del material del tornillo CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 52,33 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 52,33 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$f_{ck} = 20,00 \text{ [MPa]}$ Resistencia característica del hormigón a la compresión EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$f_{ctd} = 1,0 \text{ [MPa]}$ Resistencia de cálculo a la tracción EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
= 3]

$$f_{ctd} = \frac{1,0}{3} [\text{MPa}] \quad \text{Resistencia de cálculo a la tracción} \quad \text{EN 1992-1: [8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = \frac{1,0}{0} \quad \text{Coef. dependiente de las condiciones del hormigonado y de la adherencia} \quad \text{EN 1992-1: [8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = \frac{1,0}{0} \quad \text{Coef. dependiente del diámetro del anclaje} \quad \text{EN 1992-1: [8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = \frac{2,32}{1} [\text{MPa}] \quad \text{Adherencia admisible de cálculo} \quad \text{EN 1992-1: [8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 500 [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad \text{EN 1992-1: [8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 58,33 [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de cálculo para el arrancamiento} \quad \text{EN 1992-1: [8.4.2.(2)]}$$

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$$h_{ef} = 287 [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 162,80 [\text{kN}] \quad \text{Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 860 [\text{mm}] \quad \text{Anchura crítica del cono de hormigón} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 430 [\text{mm}] \quad \text{Distancia crítica al borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 12400,00 [\text{cm}^2] \quad \text{Área máxima del cono} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 10000,00 [\text{cm}^2] \quad \text{Área real del cono} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,81 \quad \text{Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 310 [\text{mm}] \quad \text{Distancia mínima entre el anclaje y el borde} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 0,92 \quad \text{Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 55,6$ [kN Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón] EN 1992-1:8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$h_{ef} = 500$ [mm] Longitud eficaz del tornillo de anclaje CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 375,00$ [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1000$ [mm] Anchura crítica del cono de hormigón CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 500$ [mm] Distancia crítica al borde de la cimentación CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 15732,00$ [cm²] Área máxima del cono CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 10000,00$ [cm²] Área real del cono CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,64$ Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde CEB [9.2.5]

$c = 310$ [mm] Distancia mínima entre el anclaje y el borde CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,89$ Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación CEB [9.2.5]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,79$ Coef. dependiente de la altura de la cimentación CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 77,08$ [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 52,33$ [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	120	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	120	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2	[6.2.6.5]
$m =$	121	[mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	16,13	[kN*m]	Resistencia plástica de la pletina para el modo 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	16,13	[kN*m]	Resistencia plástica de la pletina para el modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	533,28	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	244,85	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la pletina en tracción	[6.2.4]

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	32	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	32	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2	[6.2.6.5]
$m =$	8	[mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	4,30	[kN*m]	Resistencia plástica de la pletina para el modo 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	4,30	[kN*m]	Resistencia plástica de la pletina para el modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	2150,00	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	565,00	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la pletina para el modo 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la pletina en tracción	[6.2.4]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la cimentación en la zona traccionada	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$				
$F_{T,Rd,z} =$	157,00	[kN]	Resistencia de la cimentación en la zona traccionada	[6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		0,01 < 1,00	verificado	(0,01)
$e_y =$	1346	[mm]	Ecentricidad de la fuerza axial	[6.2.8.3]

$e_y =$	1346	[mm]	Ecentricidad de la fuerza axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	104	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	190	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	50,01	[kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,79 < 1,00$	verificado	(0,79)
---	---------------	------------	--------

$e_z =$	59	[mm]	Ecentricidad de la fuerza axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	60	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	70	[mm]	Brazo de la fuerza $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	75,93	[kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,02 < 1,00$	verificado	(0,02)
---	---------------	------------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,81 < 1,00$	verificado	(0,81)
--	---------------	------------	--------

CIZALLAMIENTO

PRESIÓN DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE

Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,93$	Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento	[Tabla 3.4]
-----------------------	--	-------------

$\alpha_{b,y} = 0,93$	Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$	[Tabla 3.4]
-----------------------	---	-------------

$k_{1,y} = 2,50$	Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento	[Tabla 3.4]
------------------	---	-------------

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 533,33$	[kN]	Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la pletina de base	[6.2.2.(7)]
--------------------------	------	--	-------------

Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,56$	Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento	[Tabla 3.4]
-----------------------	--	-------------

$\alpha_{b,z} = 0,56$	Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$	[Tabla 3.4]
-----------------------	---	-------------

$k_{1,z} = 2,50$	Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento	[Tabla 3.4]
------------------	---	-------------

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 320,00$	[kN]	Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la pletina de base	[6.2.2.(7)]
--------------------------	------	--	-------------

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$\alpha_b = 0,32$	Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
-------------------	---	-------------

$A_{vb} = 2,01$	[cm ²]	Area de la sección del tornillo	[6.2.2.(7)]
-----------------	--------------------	---------------------------------	-------------

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$\alpha_b = 0,32$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 500,00$ [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 25,74$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dependiente de la fijación del anclaje en la cimentación CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,07$ [kN*m] Resistencia característica del anclaje a la flexión CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 83$ [mm] Longitud del brazo de palanca CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 1,36$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$N_{Rk,c} = 120,30$ [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dependiente de la longitud de anclaje CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 111,38$ [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 576,6$ [kN] Resistencia característica del anclaje CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,48$ Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dependiente del espesor de la cimentación CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,84$ Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante CEB [9.3.4.(f)]

$$V_{Rk,c,y} = 576,6 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 108,32 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Esfuerzo cortante $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 352,9 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,92 \quad \text{Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del espesor de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,98 \quad \text{Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 147,71 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 29,32 \text{ [kN]} \quad \text{Fuerza de compresión} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 8,80 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia al deslizamiento} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTACTO CUÑA - HORMIGÓN

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 238,93 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia al contacto cuña - hormigón}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot I_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 238,93 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia al contacto cuña - hormigón}$$

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 258,61 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,25)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 258,61 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,25)$$

CONTROL DE RIGIDIZADORES

Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

$$M_1 = 5,37 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Momento flector del rigidizador}$$

$$Q_1 = 41,31 \text{ [kN]} \quad \text{Esfuerzo cortante en el rigidizador}$$

$$z_s = 48 \text{ [mm]} \quad \text{Posición del eje neutro (respecto la base de la pletina)}$$

$$I_s = 844,91 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Momento de inercia del rigidizador}$$

$$\sigma_d = 1,32 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 77,59 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión normal en las fibras superiores} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 34,42 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente en el rigidizador} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 59,63 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,36 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,36)$$

Pletina trapezoidal paralela al alma del pilar

$$M_1 = 5,37 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Momento flector del rigidizador}$$

$$Q_1 = 41,31 \text{ [kN]} \quad \text{Esfuerzo cortante en el rigidizador}$$

Pletina trapezoidal paralela al alma del pilar

$$M_1 = 5,37 \left[\frac{\text{kN}^*}{\text{m}} \right] \text{ Momento flector del rigidizador}$$

$$z_s = 43 \text{ [mm]} \text{ Posición del eje neutro (respecto la base de la pletina)}$$

$$I_s = 922,2 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Momento de inercia del rigidizador}$$

$$\sigma_d = 4,14 \text{ [MPa]} \text{ Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 74,01 \text{ [MPa]} \text{ Tensión normal en las fibras superiores} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 34,42 \text{ [MPa]} \text{ Tensión tangente en el rigidizador} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 59,76 \text{ [MPa]} \text{ Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,34)$$

Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$$M_1 = 0,23 \left[\frac{\text{kN}^*}{\text{m}} \right] \text{ Momento flector del rigidizador}$$

$$Q_1 = 9,24 \text{ [kN]} \text{ Esfuerzo cortante en el rigidizador}$$

$$z_s = 51 \text{ [mm]} \text{ Posición del eje neutro (respecto la base de la pletina)}$$

$$I_s = 804,9 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Momento de inercia del rigidizador}$$

$$\sigma_d = 0,02 \text{ [MPa]} \text{ Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 3,42 \text{ [MPa]} \text{ Tensión normal en las fibras superiores} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 7,70 \text{ [MPa]} \text{ Tensión tangente en el rigidizador} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 13,34 \text{ [MPa]} \text{ Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,06)$$

Rigidizador perpendicular al alma (en la prolongación de las alas del pilar)

$$M_1 = 0,78 \left[\frac{\text{kN}^*}{\text{m}} \right] \text{ Momento flector del rigidizador}$$

$$Q_1 = 31,21 \text{ [kN]} \text{ Esfuerzo cortante en el rigidizador}$$

Rigidizador perpendicular al alma (en la prolongación de las alas del pilar)

M_1	$0,78$	[kN* m]	Momento flector del rigidizador	
z_s	34	[mm]	Posición del eje neutro (respecto la base de la pletina)	
I_s	$1147,9$	[cm ⁴]	Momento de inercia del rigidizador	
σ_d	$1,12$	[MPa]	Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	$9,28$	[MPa]	Tensión normal en las fibras superiores	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	$26,01$	[MPa]	Tensión tangente en el rigidizador	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	$45,07$	[MPa]	Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)				$0,21 < 1,00$ verificado (0,21)

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

σ_{\perp}	$21,31$	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	$21,31$	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII}	$4,90$	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII}	$-0,07$	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_w	$0,80$		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)				$0,08 < 1,00$ verificado (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)				$0,12 < 1,00$ verificado (0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)				$0,08 < 1,00$ verificado (0,08)

SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

Rigidizador paralelo al alma (prolongación del alma del pilar)

σ_{\perp}	$79,10$	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	$79,10$	[MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{II}	$17,21$	[MPa]	Tensión tangente paralela	[4.5.3.(7)]
σ_z	$160,99$	[MPa]	Tensión equivalente total	[4.5.3.(7)]
β_w	$0,80$		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,45 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,45)$$

Pletina trapezoidal paralela al alma del pilar

$$\sigma_{\perp} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente perpendicular} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 27,73 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente paralela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión equivalente total} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,80 \quad \text{Coeficiente dependiente de la resistencia} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,13)$$

Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$$\sigma_{\perp} = 3,40 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 3,40 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente perpendicular} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 3,85 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente paralela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 9,53 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión equivalente total} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,80 \quad \text{Coeficiente dependiente de la resistencia} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,03)$$

Rigidizador perpendicular al alma (en la prolongación de las alas del pilar)

$$\sigma_{\perp} = 11,50 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 11,50 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente perpendicular} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 13,01 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente paralela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 32,19 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión equivalente total} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,80 \quad \text{Coeficiente dependiente de la resistencia} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,09)$$

SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES

Rigidizador paralel al alma (prolongación del alma del pilar)

$$\sigma_{\perp} = 24,34 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 24,34 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente perpendicular} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 23,11 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente paralela} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 63,02 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión equivalente total} \quad [4.5.3.(7)]$$

$\sigma_{\perp} = 24,34$ [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,18 < 1,00$ **verificado** (0,18)

Pletina trapezoidal paralela al alma del pilar

$\sigma_{\perp} = 24,34$ [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 24,34$ [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 22,93$ [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 62,82$ [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,17 < 1,00$ **verificado** (0,17)

Rigidizador perpendicular al alma (en el medio de la altura del alma del pilar)

$\sigma_{\perp} = 6,54$ [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 6,54$ [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 4,01$ [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 14,80$ [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,04 < 1,00$ **verificado** (0,04)

Rigidizador perpendicular al alma (en la prolongación de las alas del pilar)

$\sigma_{\perp} = 22,07$ [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 22,07$ [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 12,41$ [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 49,09$ [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,14 < 1,00$ **verificado** (0,14)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 187$ [mm] Anchura eficaz de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 240$ [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$$k_{13,y} = 21 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidez del hormigón comprimido} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$l_{eff} = 120 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 121 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$L_b = 246 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 1 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidez del anclaje en tracción} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,63 \quad \text{Esbeltez del pilar} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 9477,63 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez inicial en rotación} \quad [\text{Tabla 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 18151,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión rígida} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \quad \text{SEMI-RÍGIDA} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$$

$$k_{13,z} = 22 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidez del hormigón comprimido} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$l_{eff} = 32 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 3320 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$L_b = 246 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,z} = 1 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidez del anclaje en tracción} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$\lambda_{0,z} = 1,05 \quad \text{Esbeltez del pilar} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,z} = 33890,68 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez inicial en rotación} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,rig,z} = 6667,96 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión rígida} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z} \quad \text{RÍGIDA} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

TORNILLO DE ANCLAJE CONTRA AL CIZALLAMIENTO

Unión conforme con la Norma

Relación 0,81

ANEXO 9

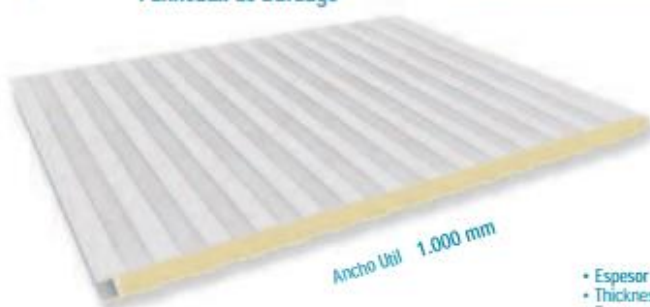
FICHA TÉCNICA PANEL DE LOS CERRAMIENTOS LATERALES

Tomillo visto **Panel de Fachada**

Special
Dogato
Liso

Wall Panels
Painel para parede
Panneaux de Bardage

Panel de fachada con fijación vista. Encaje recto
Panels for light prefabrication with visible joint
Painel com fixação visível
Panneaux pour la prefabrication légère avec fixation ap



- Espesor (mm)
- Thickness (mm)
- Espesura (mm)
- Épaisseur (mm)

Espesor del panel (mm)	Transmitancia Térmica (U) W/m² K	Peso del panel Acero/Acero (Kg/m²) Espesor nominal chapa 0.5 mm
30	0.658	8.75
40	0.500	9.15
50	0.409	9.55
60	0.344	9.95
80	0.261	10.75
100	0.210	11.55
120	0.176	12.35

El coeficiente de transmisión térmica (K) se ha calculado considerando el espesor del núcleo aislante y teniendo en cuenta la resistencia superficial.

Espesor del Panel (mm)	ESQUEMA ESTATICO - DOS APOYOS - Distancia entre apoyos en cm.														
	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	450	500	550	600
30	190	161	140	124	102	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	256	218	190	168	150	136	105	81	63	-	-	-	-	-	-
50	322	275	239	212	190	172	156	131	103	82	66	-	-	-	-
60	-	332	289	256	229	207	189	174	152	121	98	66	-	-	-
80	-	-	-	344	308	279	255	235	217	202	182	124	88	63	-
100	-	-	-	-	-	-	321	296	274	255	238	200	142	104	78
120	-	-	-	-	-	-	-	356	330	307	287	254	209	154	116

Espesor del Panel (mm)	ESQUEMA ESTÁTICO - TRES O MAS APOYOS - Distancia entre apoyos en cm.														
	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	450	500	550	600
30	190	161	140	124	110	89	67	-	-	-	-	-	-	-	-
40	256	218	190	168	150	136	124	97	75	-	-	-	-	-	-
50	322	275	239	212	190	172	156	144	123	98	79	-	-	-	-
60	-	332	289	256	229	207	189	174	161	146	118	79	-	-	-
80	-	-	-	344	308	279	255	235	217	202	189	149	105	76	-
100	-	-	-	-	-	-	321	296	274	255	238	210	171	125	93
120	-	-	-	-	-	-	-	356	330	307	287	254	227	185	139

Sobrecargas admisibles, uniformemente distribuidas en kg/m² (Ratio de conversión 1kg/m² = 0,00981 KN/m²). Las tablas se han desarrollado para paneles con soportes de acero, de 0,5 mm, nominal imponiendo la limitación de deformación: Flecha f=1/200 L. Coeficiente: 2.5

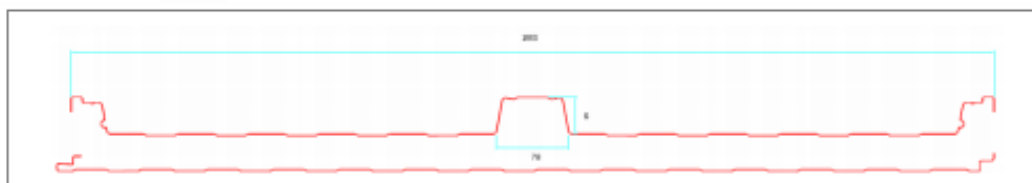
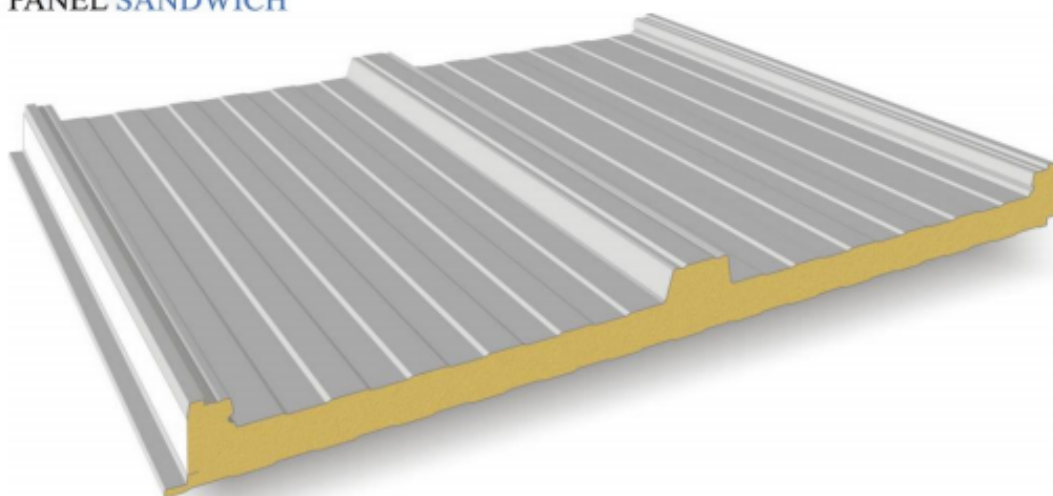
Evenly distributed overloads allowed in kg/ m² (conversion ratio 1kg/m²=0.00981 KN/m²). The tables have been developed for panels with 0.50 mm nominal thick steel supports imposing the deformation limit: deflection f=1/200 L. Safety Coefficient: 2.5

Sobrecargas admissíveis, uniformemente distribuídas em kg/m² (Ratio de conversão 1kg/m²=0,00981 KN/m²). As tabelas foram desenvolvidas para painéis com suportes de aço, de 0,5 mm, nominal impondo a limitação de deformação: Flecha f=1/200 L. Coeficiente de segurança: 2.5

Surcharges uniformément réparties admissibles avec rapport de kg/ m² (conversion 1kg/m² = 0,00981 KN/m²). Les tableaux ont été établis pour des panneaux ayant des supports en acier de 0,50 mm nominale d'épaisseur avec limite de déformation de la flèche f=1/200 L. Coefficient de sécurité: 2.5

ANEXO 10

FICHA TÉCNICA PANEL DE LA CUBIERTA



CARACTERÍSTICAS DEL PANEL (Chapas de acero interior y exterior de 0,50mm/0,40mm de espesor nominal)

Espesor del panel (mm):	30	40	50	60	80	100	120
Peso del panel (kg/m ²):	9.30	9.70	10.10	10.50	11.30	12.10	12.80
Transmitancia térmica (U)	Kcal/m ² h°C	0.56	0.43	0.35	0.29	0.22	0.15
	Watt/m ² °C	0.65	0.50	0.41	0.34	0.26	0.17

ESQUEMA ESTÁTICO – DOS APOYOS – Distancia entre apoyos en cm.

Espesor del panel (mm)	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	450	500
30	408	355	312	249	199	165	138	117	100	87	79	–	–
40	–	394	345	310	257	212	176	152	130	114	100	84	–
50	–	–	388	347	312	265	222	192	163	141	125	97	80
60	–	–	–	383	348	318	272	233	201	172	155	120	94
80	–	–	–	–	389	353	333	292	263	233	213	169	123

ESQUEMA ESTÁTICO – CUATRO APOYOS – Distancia entre apoyos en cm.

Espesor del panel (mm)	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	450	500
30	409	354	313	277	252	209	177	147	128	110	96	–	–
40	–	390	347	310	278	251	225	195	169	146	127	95	–
50	–	–	384	346	311	289	263	241	211	180	161	124	98
60	–	–	–	383	347	319	295	274	251	224	198	151	131
80	–	–	–	–	423	386	358	330	313	289	272	213	157

Sobrecargas admisibles, uniformemente distribuidas en kg/m² (Ratio de conversión 1kg/m² = 0,00981 kN/m²). Las tablas se han desarrollado para paneles con soportes de acero, de 0,50/0,40 mm, imponiendo la limitación de deformación: Flecha f=1/200l. Coeficiente de seguridad: 2.5.